

Postverlagsort Berlin

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING., DR.-ING. E. H. F. SCHLEICHER† AACHEN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

32. JAHRGANG

OKTOBER 1957

HEFT 10

2 Millionen Tonnen

TORSTAHL

von deutschen Werken
ausgeliefert

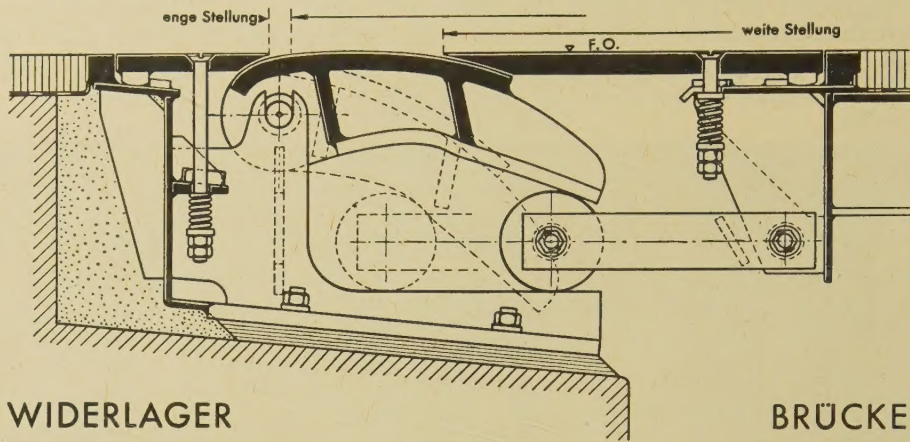
FAHRBAHNÜBERGANG

für Straßenbrücken mit beliebig großer Dehnungsfuge

D. B. P. 966 445

Gleichbleibende Höhe der Deckplatten selbst bei größter Verschiebung
Bequeme Unterhaltung
Reine Schweißkonstruktion

Keine Schmutzfugen
Einfache Montage



WIDERLAGER

BRÜCKE

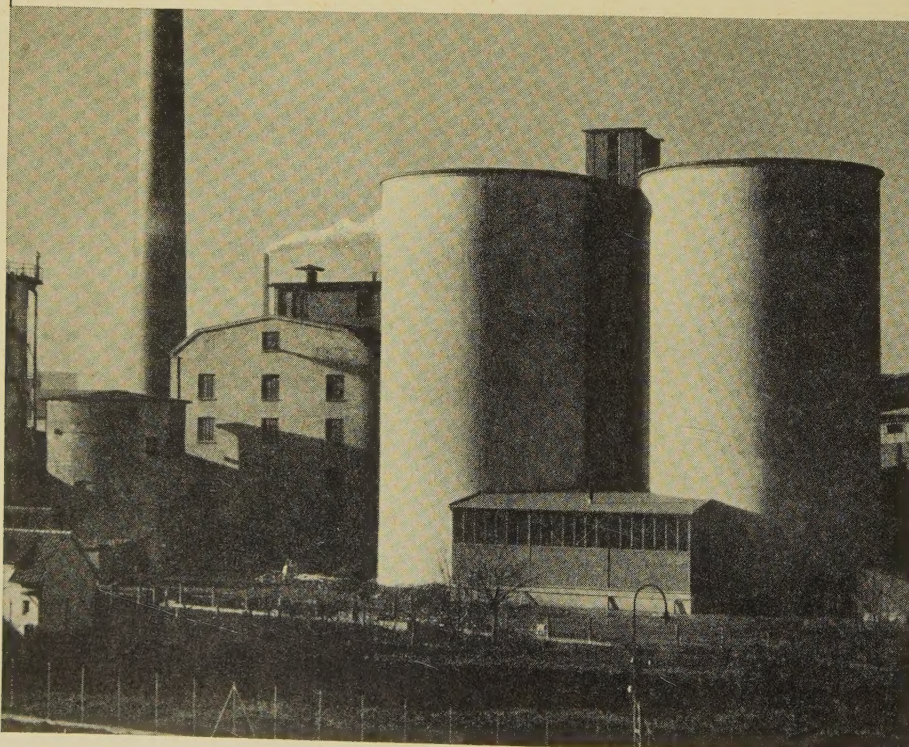


LOUIS EILERS

FABRIK FÜR EISENHOCH- UND BRÜCKENBAU · HANNOVER-HERRENHAUSEN



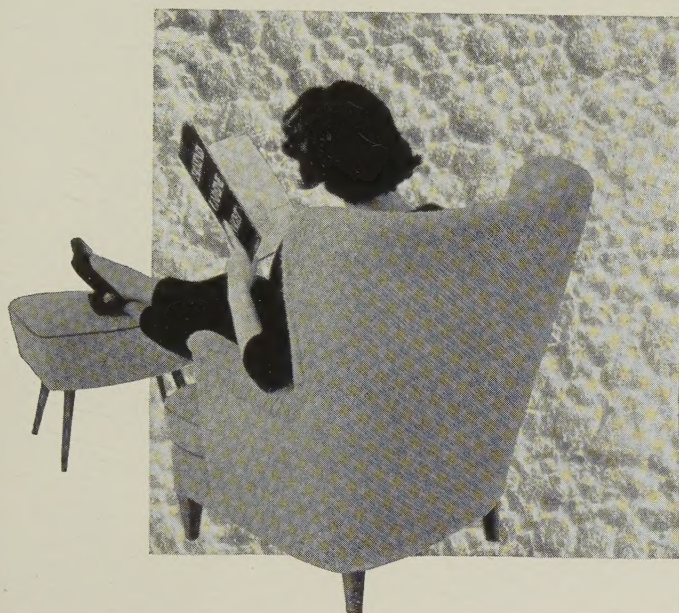
SÜDDEUTSCHE SPANNBETON GESELLSCHAFT m. b. H.



SUSPA

Zwei Zucker-Silos
Durchmesser 15,40 m
Wandhöhe 27,85 m
vorgespannt mittels
Behälterwickelmaschine BBRV
mit je 821 Drähten
 ϕ 4 mm = 860 to
Vorspannkraft

Augsburg, Bergmühlstr. 21
Telefon 1412
Köln, Klettenberggürtel 37
Telefon 419074



Ruhige Neubauten – eine Forderung unserer Zeit

Die neuen schalldämmenden Stoffe weisen den Weg zum wirtschaftlichen Bau leiser Wohn- und Arbeitsräume. Trittschalldämmplatten aus aufgeschäumtem

® **STYROPOR**

sind ein Beispiel dafür. Mit diesem Schaumkunststoff der BASF lassen sich die Vorschriften der Baubehörden leicht erreichen. Die schalldämmende Wirkung von Styropor ist beständig, denn dieses Material zeigt keine Alterungserscheinungen, es ist unempfindlich gegen Feuchtigkeit und hat nur eine sehr geringe Wasseraufnahme. Platten aus aufgeschäumtem Styropor sind trotz ihres äußerst geringen Gewichtes so druckfest, daß sie während des Verlegens begangen werden können. Mehr noch: sie bilden gleichzeitig einen ausgezeichneten Schutz gegen Kälte- und Wärmeabfluß. Aufgeschäumtes Styropor gehört zu den besten Isolierstoffen.

Auf Wunsch weisen wir Ihnen gern Verarbeiterfirmen nach. Bitte senden Sie uns diesen Gutschein zu.

BASF

Gutschein

Wir interessieren uns für Styropor und bitten um Zusendung der Adressen von Verarbeiterfirmen.

Name: Anschrift:

Werbeabteilung 17

Badische Anilin- & Soda-Fabrik A.G.
L U D W I G S H A F E N A - R H E I N



PIONIER 250 Liter

W
4

450 "

W
6

600 "

W
9

900 "

W
12

1350 "

W
24

2500 "

Vertrauen erwächst aus Leistung

Den Ruf der Zuverlässigkeit haben sich WESERHÜTTE-Bagger in einem halben Jahrhundert erworben und erhalten.

Noch heute arbeiten Bagger aus dem Jahre 1911.

Die Konstruktionen haben sich geändert, Zuverlässigkeit und Leistung aber sind geblieben.

Kluge Unternehmer wissen das zu schätzen – sie vertrauen auf WESERHÜTTE

WESERHÜTTE

WESERHÜTTE OTTO WOLFF GmbH · BAD OEYNHAUSEN

Über den Mohrschen Satz

Von Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Ferd. Schleicher †, Technische Hochschule Aachen

K 624.04

In einem klassischen Aufsatz gab O. Mohr [1] im Jahre 1868 einen der wichtigsten Sätze der Baustatik: Die Darstellung der elastischen Biegelinie eines ursprünglich geraden Stabes als Seilkurve.

Diese sog. Mohrsche Analogie wurde von H. Müller-Breslau, W. Ritter u. a. weiterentwickelt. Die Verallgemeinerung zur Bestimmung der Biegelinie (d. h. der Verschiebungskomponenten in beliebiger Richtung) eines eben gekrümmten Stabzuges mit Hilfe der elastischen Gerichte, die es auf einfache Weise ermöglicht, alle Formänderungseinflüsse zu berücksichtigen, finden wir in der heute üblichen Form (allerdings ohne den Einfluß von γ) schon im Jahre 1886 bei H. Müller-Breslau [2], S. 107.

Die Zusammenhänge sind heute allgemein bekannt. Da man jedoch des öfteren gewissen Unklarheiten über die Gültigkeitsgrenzen der Mohrschen Analogie begegnet, dürfte die folgende Zusammenstellung manchen Wünschen entgegenkommen. Es soll deshalb der Mohrsche Satz für biegesteife Stäbe im folgenden auf einheitliche Weise dargestellt werden, und zwar unter Ableitung auf einem neuen Wege. Es wird darauf verzichtet, den geraden Stab als Sonderfall des gekrümmten Stabes zu betrachten; die betreffenden Wiederholungen werden in Kauf genommen.

Die Mohrsche Analogie wird hier direkt unter Verwendung der Arbeitsgleichung hergeleitet, ohne daß die bekannte Analogie zwischen der Differentialgleichung für das Seilpolygon und der für die Biegelinie benutzt wird. Die allgemein gültigen Zusammenhänge werden der besseren Übersicht willen allerdings zum Teil nur an Beispielen aufgezeigt.

Es sei zunächst die ursprüngliche Form des Mohrschen Satzes für die ebene Biegung eines geraden Stabes in Erinnerung gebracht.

1. Die Biegelinie als Seileck (Mohrsche Analogie)

Die Differentialgleichung der Biegelinie $v(z)$ eines geraden Balkens ohne Normalkraft lautet mit den üblichen Bezeichnungen und den bekannten Voraussetzungen bei Biegung in der y - z -Ebene¹

$$\frac{d^2 v}{dz^2} = -\kappa_M - \kappa_T + \gamma' = -W. \quad (1)$$

Man nennt

$$W \cdot dz = (\kappa_M + \kappa_T - \gamma') dz \quad (2)$$

das zum Längenelement der Stabachse dz gehörige elastische Gewicht². Darin ist $\kappa_M = M/EI$ der Einfluß des Biegemomentes, $\kappa_T = \alpha(t_u - t_0)/h$ die Krümmung infolge einer ungleichmäßigen Erwärmung ($t_u - t_0$) und, wegen $v'_Q = \gamma$, schließlich noch

$$\gamma' = \frac{d}{dz} \left(\frac{Q}{GF_1} \right) = \left(\frac{Q}{GF_1} \right)'$$

der Beitrag der Querkräfte.

Die vorstehend benutzten Zeichen bedürfen wohl keiner weiteren Erläuterung, F_1 ist die reduzierte Querschnittsfläche. Man vgl. etwa F. Stüssi [4] S. 247. Die Krümmungsänderungen κ werden positiv gerechnet für $M > 0$ und $(t_u - t_0) > 0$. Man vgl. auch die Vorzeichensetzung in Abb. 1a. $\kappa > 0$ hat danach eine Verminder-

ung der Neigung $\varphi = v'$ der Biegelinie zur Folge, weshalb in Gl. (1) das negative Vorzeichen geschrieben wurde.

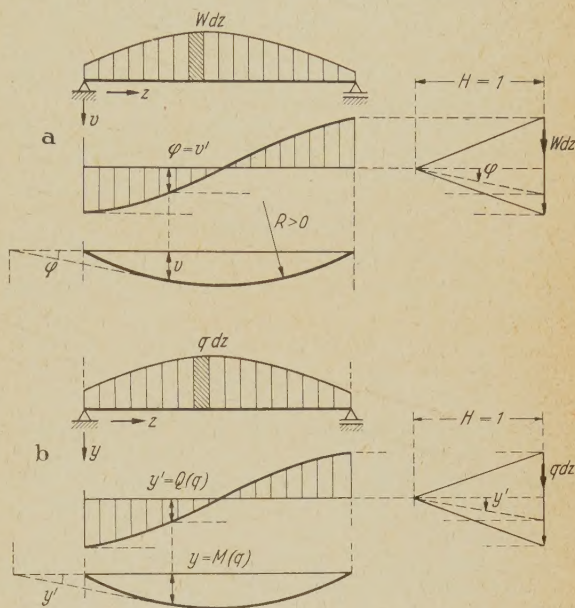


Abb. 1.

Das Integral der Differentialgleichung $v'' = -W$ lautet

$$v = - \int dz \int W dz + Az + B.$$

Die Integrationskonstanten A und B folgen aus den Stützbedingungen.

Die Differentialgleichung der Seillinie (Abb. 1b) lautet bekanntlich

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = -\frac{q}{H}. \quad (3)$$

Darin bezeichnet q die auf die Längeneinheit des Balkens wirkende äußere Belastung, H den Polabstand.

Die Ordinaten der Seillinie y sind proportional $1/H$. Die Differentialgleichung (3) wird durch das zu den Belastungen $q dz$ gezeichnete Seileck integriert. Das Seileck

$$y = -\frac{1}{H} \int dz \int q dz + Az + B$$

entspricht dem zweimaligen Integrieren.

Über die Integrationskonstanten A und B wird durch das Seileck bekanntlich keine Aussage gemacht, A und B ergeben sich erst aus den Stütz- oder Randbedingungen. Bei der Konstruktion des Seilecks werden die Randbedingungen durch die „Schlußlinie“ erfüllt, von der aus die gesuchten Werte y zu messen sind.

Aus der graphischen Statik ist bekannt, daß das Biegemoment eines einfachen Balkens mit den parallelen Kräften q gleich

$$M(q) = H y$$

ist, d. h. gleich den H -fachen Ordinaten y des Seileckes (Abb. 1b). Die zugehörige Querkraft $Q(q)$ ist gleich der H -fachen Steigung y' des betr. Seilstrahles.

Die beiden Differentialgleichungen (1) und (3) stimmen formal überein. Daraus ergibt sich die sog. Mohrsche Analogie: Der Zusammenhang zwischen der Biegelinie v und den elastischen Gewichten W ist der

¹ ' bezeichnet die Ableitung nach z .

² Man beachte, daß die bekannte Formel für das elastische Gewicht „ w_m “ den Wert für ein Stabelement von endlicher Länge bezeichnet. In der Gl. (2) wurde deshalb $W \cdot dz$ geschrieben.

gleiche wie zwischen der Seillinie y und der Balkenbelastung q/H , d.h. die Form der Biegelinie ergibt sich als Seileck zu den elastischen Gewichten W , gezeichnet mit $H = 1$.

Die Seillinie entspricht somit der Integration der Biegelgleichung (1), die Schlußlinie ergibt sich jeweils nach den Stützbedingungen (= Randbedingungen für v). Für bestimmte elastische Gewichte W hat man immer die gleiche Biegelinienform, die je nach der Stützungsart durch eine Starre-Körper-Bewegung ergänzt wird. Diese Trennung der Gesamtverschiebungen in Deformation und Drehung ist bereits in der klassischen Literatur deutlich ausgesprochen. Man vgl. z. B. [2], S. 105.

Vor allem im Zusammenhang mit den sog. Ersatzbalken begegnet man nun gewissen Unklarheiten, die es lohnend erscheinen lassen, diese alten Sätze noch einmal im Zusammenhang und von einem einheitlichen Gesichtspunkt aus zu betrachten.

2. Der Ersatzbalken

Der Mohrsche Satz wird meist, und zwar ohne nähere Erläuterungen, in der folgenden Form ausgesprochen:

$$\left. \begin{aligned} v_k &= M_k(W) \\ \varphi_k &= v'_k = Q_k(W) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

oder in Worten: Belastet man den Balken³ mit den elastischen Gewichten W , so ist die Durchbiegung an der beliebigen Stelle k gleich dem Biegemoment M_k und die Tangentendrehung gleich der Querkraft Q_k des so belasteten Balkens.

Die Aussagen Gl. (4) gelten in dieser Form aber nur dann, wenn auch die Randbedingungen von Seileck (bzw. Momentenlinie) y und Biegelinie v übereinstimmen. F. Stüssi [4], S. 241, spricht in diesem Falle von einer vollständigen Analogie.

Für andere Randbedingungen als beim einfachen Balken auf 2 gelenkigen Stützen und ohne Kragarme ist zwar die Form der Biegelinie ebenfalls aus der Seillinie zu entnehmen, die Schlußlinie ist jedoch gemäß den Stützbedingungen zu ziehen, so daß die Gl. (4) nicht mehr in dieser einfachen Form gelten.

Z. B. beim Balken mit Kragarmen ist die Schlußlinie $v = 0$ durch die beiden Auflagerpunkte zu legen (Abb. 2).

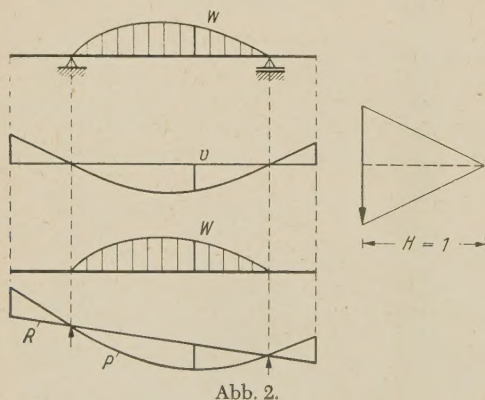


Abb. 2.

Will man v_k und φ_k allgemein in der Form der Gl. (4) darstellen, so muß für alle anderen Stützungsarten als bei Abb. 1a zur Ermittlung der Biegelinie ein sog. Ersatzbalken eingeführt werden, dessen Stützung und kinematische Eigenschaften so zu wählen sind, daß alle Bedingungen erfüllt sind. Der Ersatzbalken ist immer gerade und normal zur Richtung der Verschiebungen v_k .

³ Die elastischen Gewichte sind gemäß Gl. (2) stetig verteilt ($W \cdot dz$). Nur bei Tragwerken mit Zwischengelenken können die elastischen Gewichte auch endliche Werte annehmen. Wenn wir den Mohrschen Satz in der Form der Gl. (4) schreiben, so sind hier und künftig unter W beide Arten von elastischen Gewichten gemeint.

Den einzelnen Stufen der Integration entsprechen:

Tabelle 1

Gegebener Balken	Biegelinie	Ersatzbalken
$M(q)$	v	$M_k(W)$
$M' = Q(q)$	$\varphi = v'$	$Q_k(W)$
$M''(q) = -q$	v''	$M''_k(W) = -W$

Die entsprechenden Randbedingungen für statisch bestimmte Balkentragwerke sind in Tabelle 2 angegeben.

Tabelle 2

(Bedingungen für die vollständige Analogie)

Gegebener Balken Belastungen q	Ersatzbalken Elastische Gewichte W
Gelenk $M(q) = 0$	$v = 0$ Auflager
einfaches Auflager $v = 0$	$M(W) = 0$ Gelenk
freies Ende $\left\{ \begin{aligned} M(q) &= 0 \\ Q(q) &= 0 \end{aligned} \right.$	$\left. \begin{aligned} v &= 0 \\ v' &= 0 \end{aligned} \right\}$ Einspannung
Einspannung $\left\{ \begin{aligned} v &= 0 \\ v' &= 0 \end{aligned} \right.$	$\left. \begin{aligned} M(W) &= 0 \\ Q(W) &= 0 \end{aligned} \right\}$ freies Ende

Bemerkung: Es sei besonders darauf hingewiesen, daß die Tabelle 2 nur auf statisch bestimmte Tragwerke anzuwenden ist. Bei der Anwendung auf statisch unbestimmte Tragwerke würden sich verschiebliche Ersatzbalken ergeben. Hinweis auf den sog. Reduktionssatz.

Damit sind i. a. ausreichende Bedingungen für Höhenlage und Neigung der Schlußlinie des Seileckes für v gegeben.

Für den einseitig eingespannten Kragbalken findet man den Ersatzbalken schon 1892 bei H. Müller-Breslau [3], S. 122. Die Regeln für die Vertauschung von Gelenken und Lagern usw. in Gerberbalken werden auch als Satz von Fr. Postuvanschtz († 1926 in Graz) bezeichnet [5]. Eine kleine Tabelle der Ersatzträger für einige einfache Fälle von geraden Balken findet man z. B. bei Th. Pöschl [6], S. 130.

Die gelegentlich gestellte Frage, ob vielleicht nicht gewisse Widersprüche auftreten können, wenn man alle Formänderungsanteile (auch ε und γ) berücksichtigt, ist selbstverständlich zu verneinen. Bei richtiger Anwendung der Gesetze der Mechanik kann es natürlich nur eine zutreffende Lösung geben. Wir werden erkennen, daß die Frage wie folgt abgeändert werden muß:

Gibt es immer einen sog. Ersatzbalken, der die (genauen) Verschiebungskomponenten bereits vollständig in der Form

$$v_k = M_k(W),$$

d.h. als Biegemomente M_k des mit den elastischen Gewichten W belasteten Ersatzbalkens liefert? Vollständig soll heißen, ohne daß noch eine Starre-Körper-Bewegung hinzukommt.

Die Frage ist mit den vorstehenden Ausführungen eigentlich bereits verneint. Die Antwort soll jedoch auch noch direkt aus der Arbeitsgleichung abgelesen werden, wobei sich gleichzeitig einige interessante Hinweise ergeben.

Ganz allgemein gilt die folgende Feststellung, die von der Mohrschen Analogie keinen Gebrauch macht:

Wenn es einen Ersatzbalken gibt, für den die Verschiebung in der Form

$$v_k = v(k) = \int M(k, z) \cdot W(z) \cdot dz \equiv M_k(W)$$

geschrieben werden kann, dann ist die zugehörige Tangentenrechnung, wie folgend gezeigt wird, immer gleich

$$\varphi_k = \varphi(k) = \int Q(k, z) \cdot W(z) \cdot dz \equiv Q_k(W).$$

In den beiden vorstehenden Gleichungen bezeichnet z. B. bei $M(k, z)$ das erste Argument (hier k) den Ort der

Wirkung, das zweite (hier z) den Ort der Belastung mit $\bar{P} = 1$. M_k und Q_k sind also die Einflußlinien für M und Q im Punkte k des Ersatzbalkens infolge einer wandernden Last $P = 1$ im Punkte z . Für eine feste Laststellung z ist ferner $M(k, z)$ nichts anderes als die zugehörige Zustandslinie $\bar{M}(k)$. Folglich ist die Ableitung von $M(k)$ nach dem Ort k gleich der Querkraft

$$Q(k) = Q(k, z) = \partial M(k, z) / \partial k.$$

Der Beweis für vorstehende Behauptung ergibt sich durch Differentiation von $v(k)$ nach dem Parameter k :

$$\varphi_k = \varphi(k) = \frac{dv_k}{dk} = \int \frac{\partial M(k, z)}{\partial k} \cdot W(z) \cdot dz.$$

3. Ableitung des Mohrschen Satzes aus der Arbeitsgleichung

Sei die Durchbiegung v_k eines einfachen Balkens (ohne Kragarme) quer zur Stabachse an beliebiger Stelle k gesucht (Abb. 3). v_k erhält man nach der Arbeitsgleichung für die virtuelle Belastung $\bar{P} = 1$ im Punkte k (die zugehörigen Schnittgrößen sind $\bar{M}$, $\bar{Q}$ und $\bar{N} = 0$) und mit dem gegebenen Formänderungszustand (Komponenten κ_M , κ_T , γ , ε) zu

$$1 \cdot v_k = \int \bar{M} (\kappa_M + \kappa_T) dz + \int \bar{Q} \gamma dz. \quad (5)$$

Wir formen das letzte Glied um. Wegen $\bar{Q} = d\bar{M}/dz$ erhält man durch partielle Integration

$$\begin{aligned} \int \bar{Q} \gamma dz &= \int \bar{M}' \gamma dz = \int (\bar{M} \gamma)' dz - \int \bar{M} \gamma' dz = \\ &= [\bar{M} \gamma]_a^b - \int \bar{M} \gamma' dz. \end{aligned}$$

Das Glied $\bar{M} \gamma$ verschwindet aber im vorliegenden Falle an beiden Integrationsgrenzen, die Verschiebung ist also insgesamt

$$v_k = \int \bar{M} (\kappa_M + \kappa_T - \gamma') dz = \int \bar{M} \cdot W dz, \quad (6)$$

ist also

$$\int \bar{M}(z) \cdot W(z) dz = \int M_k(z) \cdot W(z) dz.$$

Nun ist bekanntlich die Zustandslinie $\bar{M}(z)$ für $\bar{P} = 1$ in k im Falle des einfachen Balkens identisch mit der Einflußlinie $M_k(z)$ für das Biegemoment an der Stelle k nichts anderes als die „Auswertung“ der Einflußlinie M_k für die elastischen Gewichte W , so daß gilt

$$\left. \begin{aligned} v_k &= M_k(W), \\ \text{mit } W &= \kappa_M + \kappa_T - \gamma'. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Die Tangentenneigung φ_k der Biegelinie (Abb. 4) erhält man ebenso aus der Arbeitsgleichung für die virtuelle Belastung mit dem Kräftepaar $\bar{M} = 1$ an der Stelle k zu

$$\varphi_k = \int \bar{M} (\kappa_M + \kappa_T) dz + \int \bar{Q} \gamma dz. \quad (8)$$

Die rechte Seite dieser Gleichung stimmt formal mit dem Ausdruck Gl. (5) für v_k überein. Sie kann auf gleiche Weise umgeformt werden, so daß folgt

$$\varphi_k = \int \bar{M} \cdot W dz. \quad (9)$$

Aus Abb. 4 erkennt man, daß die Zustandslinie $\bar{M}$ übereinstimmt mit der Einflußlinie für die Querkraft Q_k . Somit gilt

$$\varphi_k = Q_k(W). \quad (10)$$

Aus den Gl. (7) und (10) ergibt sich als Schlußfolgerung der Satz von O. Mohr. Die Gl. (4), nämlich

$$v_k = M_k(W) \quad \text{und} \quad \varphi_k = Q_k(W),$$

gelten für jeden Punkt k des Tragwerks. Folglich ist die Biegelinie als geometrischer Ort aller v_k gleich der Momentenlinie des Balkens, der mit den elastischen Gewichten W belastet ist, und die Linie der Drehungen φ_k ist gleich der zugehörigen Querkraftsline.

Damit ist zunächst einmal bewiesen, daß der Mohrsche Satz beim geraden Stab nach Abb. 3 u. 4 ohne Einschränkung in der Form der Gl. (4) gilt.

Weiter ergibt sich aus Vorstehendem auch der Gültigkeitsbereich der vollständigen Analogie im Sinne von F. Stüssi: Die Gl. (7) gilt nur so lange, als $\bar{M}$ mit der Einflußlinie M_k übereinstimmt, und $\bar{M}$ mit der Einflußlinie Q_k .

Das trifft aber schon nicht mehr zu, wenn der Balken Kragarme besitzt, da sich die Einflußlinie M_k in diesem Falle über die ganze Stablänge erstreckt, die Zustandslinie $\bar{M}$ dagegen nur über einen Teil des Stabes. Einige Beispiele hierzu sind in Abb. 5 angegeben⁴.

Die Gl. (6) und (9) gelten aber, wie man ohne weiteres einsieht, ohne Einschränkung auch für alle geraden Balken, bei denen die Normalkraft infolge $\bar{P}$ bzw. $\bar{M}$ verschwindet ($\bar{N} = \bar{N}' = 0$). Ihre Gültigkeit ist nicht etwa auf den einfachen Balken beschränkt.

Damit ergibt sich folgende Bedingung für den Ersatzbalken:

Die Gl. (7) gilt immer dann in dieser einfachen Form, wenn ein Ersatzbalken existiert, für den $\bar{M}$ des gegebenen Tragwerkes unter $\bar{P} = 1$ in k übereinstimmt mit der Einflußlinie M_k des Ersatzbalkens.

Hinsichtlich der Einflußlinie Q_k des Ersatzbalkens vergleiche man den Schlußabsatz von Z. 2. Die Gl. (10) ist danach identisch erfüllt, wenn Gl. (7) gilt.

1. Bemerkung: K. Beyer [7], S. 94–95, der unserer Ableitung in der baustatischen Literatur wohl am nächsten kommt, schreibt bei den Erläuterungen zum Mohrschen Satz: „Die Berechnung einer Verschiebung oder Verdrehung ist ... im wesentlichen eine mathematische

⁴ Bei der Bestimmung der Biegelinien von eingespannten Stäben beachte man die Neigung des Endelementes durch die Schiebung γ . Man verwende einen gedachten (starken) Verlängerungsarm!

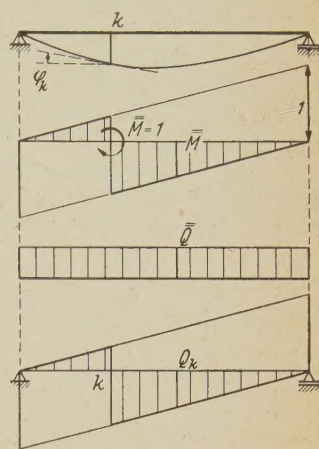


Abb. 4.

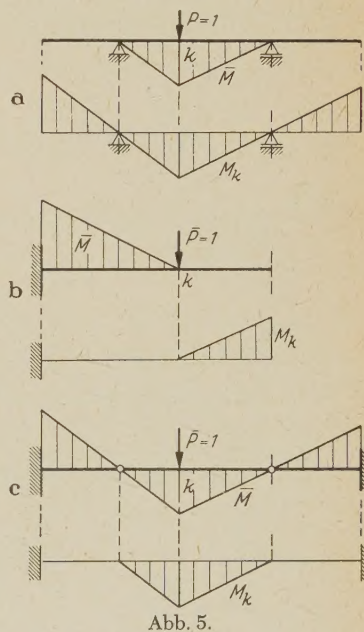


Abb. 5.

Aufgabe. Sie enthält jedoch auch mechanischen Inhalt, wenn die Funktion $\varkappa$ oder $\bar{M}$ im Integrationsbereich linear ist... Die Zustandslinien $\bar{M}$ und $\bar{M}$ können mit den Einflußlinien für das Moment M_k und die Querkraft Q_k des Trägers im Querschnitt k verglichen werden."

Da hier Mißverständnisse möglich sind, sei hinsichtlich der vorstehend erwähnten Einschränkungen folgendes erwähnt: Die Gl. (7) und (10) gelten (für den geraden Balken, bei Verschiebungen normal zur Stabachse, sowie bei $\bar{N} = \bar{N} = 0$) ganz allgemein und ohne Einschränkungen, auch wenn man davon absieht, daß K. Beyer an der zitierten Stelle nur vom Einfluß der Biegemomente spricht.

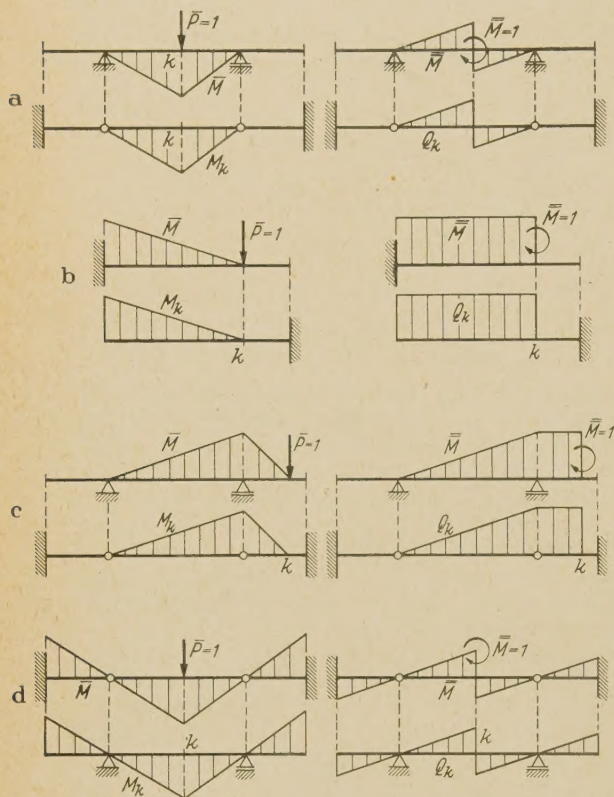


Abb. 6.

2. Bemerkung: Im vorliegenden Aufsatz werden nur die allen Bauingenieuren geläufigen Methoden der Baustatik benutzt. Im Falle von geraden Stäben und Stabketten, sowie bei Beschränkung auf den Einfluß der Biegemomente ergibt sich, worauf mich Herr Prof. Dr.-Ing. H. Schaefer, Braunschweig, freundlicherweise aufmerksam machte, eine sehr übersichtliche Ableitung des Mohrschen Satzes, auch aus der Theorie der Integralgleichungen. Das bei H. Schaefer [7a] eingeführte „adjungierte System“ entspricht unserem „Ersatzbalken“. Die Einflußlinie $M^*(\xi, x)$ für das Moment am adjungierten Balken stimmt danach überein mit dem Momentenverlauf $M(x, \xi)$ infolge einer Einzelkraft l im Punkt ξ . Aus der Gleichung $M(x, \xi) = M^*(\xi, x)$ ergibt sich der Mohrsche Satz.

In den Abb. 6a bis 6d sind für auf verschiedene Weise gestützte Balken dargestellt die Momentenlinien $\bar{M}$ für die Belastung mit $\bar{P} = 1$ bzw. $\bar{M} = 1$ im Punkte k , dazu die Ersatzbalken und die Einflußlinien M_k und Q_k für den Punkt k des Ersatzbalkens. Die Beispiele bedürfen wohl keiner weiteren Erläuterung.

Bei Balkentragwerken mit Zwischengelenken, z.B. bei dem Gerberbalken (Abb. 7a) tritt an den Gelenken im allgemeinen eine endlich große gegenseitige Verdrehung (Knick in der Biegelinie mit dem Winkel ϑ_g) auf. Diese konzentrierten elastischen Gewichte $W_g = \vartheta_g$ braucht man jedoch bei der Berechnung des oben definierten Ersatz-

balkens nicht besonders zu berechnen, weil die zugehörigen Werte $\bar{M}_g = \bar{M}_g = 0$ sind. Bei Benutzung des Ersatzbalkens (Abb. 7e) gemäß $\bar{M} = M_k$ kann man also die gesamte Biegelinie des Stabzuges mit Hilfe eines einzigen

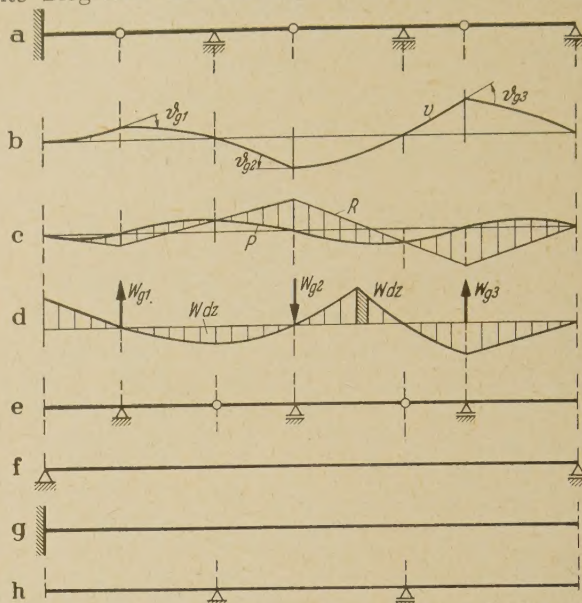


Abb. 7

Seileckes bestimmen. Das zugehörige Seileck erfüllt alle Auflagerbedingungen von selbst.

Die Biegelinie eines Gerberbalkens kann man bekanntlich auch stückweise für die einzelnen Balkenabschnitte zwischen zwei Gelenken bestimmen (Abb. 7c). Die geknickte Schlußlinie ergibt sich aus der Stützung.

In manchen Fällen kann es aber auch erwünscht sein, die gegenseitige Verdrehung im Gelenk zu kennen. Kennt man diese elastischen Gewichte W_g , so erfüllt das Seileck v_k wieder von selbst alle Stützbedingungen. Anstatt des Ersatzbalkens (Abb. 7e) kann man dann (ähnlich wie beim sog. Reduktionssatz) auch jeden anderen statisch bestimmten Balken benutzen (Abb. 7f bis 7h).

Beispiel: Als Beispiel sei ein (statisch unbestimmter) durchlaufender Balken betrachtet. Gesucht sei v_k für die gegebene Verformungen $\varkappa, \gamma$. Für die virtuelle Belastung $\bar{P} = 1$ im Punkte k gelten (Abb. 8) mit den üblichen Bezeichnungen die Schnittkräfte

$$\left. \begin{aligned} \bar{M} &= \bar{M}_0 + \bar{X}_1 M_1 + \bar{X}_2 M_2 + \dots \\ \bar{Q} &= \bar{Q}_0 + \bar{X}_1 Q_1 + \bar{X}_2 Q_2 + \dots \\ \bar{N} &= 0. \end{aligned} \right\}$$

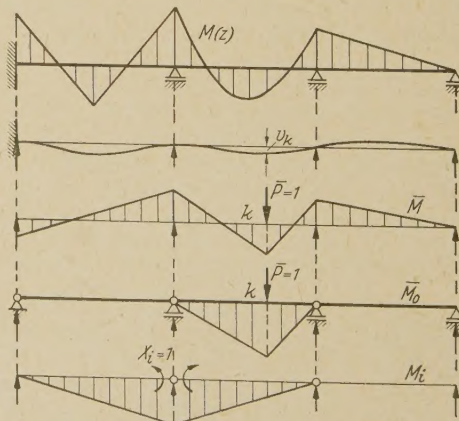


Abb. 8

Die gesuchte Durchbiegung ist

$$v_k = \int \bar{M} (\varkappa_M + \varkappa_T) dz + \int \bar{Q} \gamma dz.$$

Setzt man darin die obigen Ausdrücke ein, so verbleibt nur

$$v_k = \int \bar{M}_0 (\kappa_M + \kappa_T) dz + \int \bar{Q}_0 \gamma dz,$$

weil die Glieder $\bar{X}_1 \delta_1 + \bar{X}_2 \delta_2 + \dots$ nach dem sog. Reduktionssatz verschwinden. Z. B.

$$\delta_1 = \int M_1 (\kappa_M + \kappa_T) dz + \int Q_1 \gamma dz$$

ist nämlich nichts anderes als die zu dem Selbstspannungszustand $X_1 = 1$ gehörige Formänderung, d. h. es gilt $\delta_1 = 0$ usw.

Den Ausdruck für v_k kann man wie früher durch partielle Integration umgestalten. Damit das Integral $\int \bar{M}_0 \gamma dz$ verschwindet, muß das statisch bestimmte Grundwerk so gewählt werden, daß $M_{0a} = M_{0b} = 0$ ist. Das ist bei Abb. 8 der Fall, wenn man als Grundwerk den einfachen Balken im „Feld k “ wählt. Sodann gilt für den durchlaufenden Balken

$$v_k = \int \bar{M}_0 (\kappa_M + \kappa_T - \gamma') dz = M_{0k}(W). \quad (11)$$

Analoges gilt für die Tangendrehung

$$\varphi_k = Q_{0k}(W). \quad (12)$$

Bemerkung: Vorstehendes gilt für gerade Balken, bei denen die Verschiebungsrichtung normal zur Stabachse ist und deren bewegliches Lager nur Kräfte in der Richtung von v_k zuläßt. Unter diesen Voraussetzungen gilt $\bar{N} = 0$.

Die Verschiebungscomponenten schräg zur Stabachse erhalten wir später als Sonderfall des krummen Stabes, so daß dann der Unterschied gegenüber Vorstehendem erörtert werden kann.

4. Der krumme ebene Stab

Wir leiten die entsprechenden Zusammenhänge für einen krummen Stab ab, der in der Ebene gebogen wird. Die Voraussetzungen, unter denen dies geschieht, sind bekannt. Es werden schwach gekrümmte Stäbe vorausgesetzt.

Das elastische Gewicht für diesen Fall findet man z. B. bereits 1886 bei H. Müller-Breslau [2], S. 107. In der betreffenden Formel fehlt lediglich noch das Glied mit γ .

Die allgemeingültige Form der W-Gewichte für den Stabzug findet man z. B. bei W. Kaufmann [8], S. 152, oder bei F. Stüssi [4], S. 256. Die nach dem Grenzübergang $S_m \rightarrow 0$ erhaltenen Werte stimmen natürlich mit den mittels der Arbeitsgleichung abgeleiteten Größen überein.

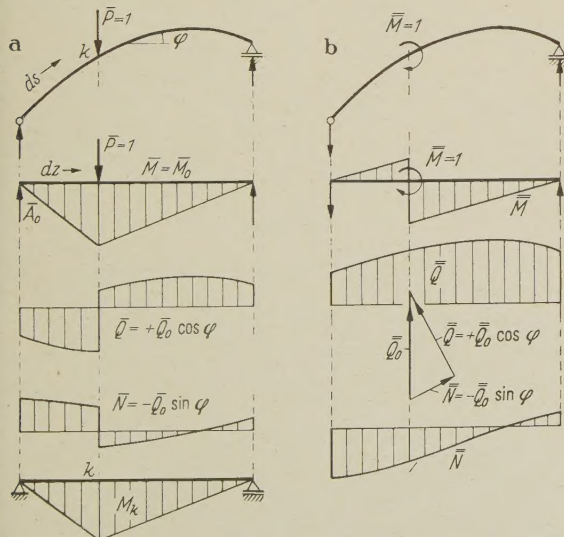


Abb. 9.

Im folgenden bezeichnet $dz = ds \cdot \cos \varphi$ das Element normal zur Verschiebungsrichtung, während ds auf der Stabachse gemessen wird.

a) Für den in Abb. 9a dargestellten Fall eines krummen Stabes unter beliebiger Belastung seien zunächst die Verschiebungen v_k parallel zur Auflagerkraft B gesucht (als lotrecht gezeichnet).

Zu der virtuellen Belastung $\bar{P} = 1$ im Punkte k gehören die Werte

$$\left. \begin{aligned} \bar{A} &= \bar{A}_0 \quad \text{und} \quad \bar{B} = \bar{B}_0 \\ \bar{M} &= \bar{M}_0 \\ \bar{Q} &= +\bar{Q}_0 \cos \varphi \\ \bar{N} &= -\bar{Q}_0 \sin \varphi, \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

wobei der Index 0 die Werte im geraden Ersatzbalken bezeichnet. Aus der Arbeitsgleichung folgt

$$v_k = \int \bar{M} (\kappa_M + \kappa_T) ds + \int \bar{Q} \gamma ds + \int \bar{N} (\epsilon_N + \epsilon_T) ds$$

und nach Einsetzen der Gl. (13) sowie mit $ds = dz / \cos \varphi$

$$v_k = \int \bar{M}_0 \frac{\kappa_M + \kappa_T}{\cos \varphi} dz + \int \bar{Q}_0 \{ \gamma - (\epsilon_N + \epsilon_T) \tan \varphi \} dz. \quad (14)$$

Es gilt $\bar{Q}_0 = d\bar{M}_0/dz = \bar{M}'_0$, so daß man nach partieller Integration erhält

$$v_k = \int \bar{M}_0 \left\{ \frac{\kappa_M + \kappa_T}{\cos \varphi} - \gamma' + [(\epsilon_N + \epsilon_T) \tan \varphi] \right\} dz. \quad (15)$$

Das weitere Glied ist $\bar{M}_0 \{ \gamma - (\epsilon_N + \epsilon_T) \tan \varphi \} = 0$, weil $\bar{M}_0$ an den Integrationsgrenzen verschwindet.

Da die Zustandslinie $\bar{M}_0$ des gegebenen Balkens mit der Einflußlinie M_k im Punkte k des Ersatzbalkens identisch ist, gilt auch für den krummen Stab nach Abb. 9 der Mohrsche Satz unverändert in der Form

$$v_k = M_k(W). \quad (16)$$

Das elastische Gewicht ist jetzt

$$W = \frac{\kappa_M + \kappa_T}{\cos \varphi} - \gamma' + [(\epsilon_N + \epsilon_T) \tan \varphi]'. \quad (17)$$

Die Tangendrehung ergibt sich auf gleiche Weise zu

$$\Delta \varphi_k = \int \bar{M}_0 \cdot W dz = Q_k(W). \quad (18)$$

Die rechten Seiten der Gl. (14) u. (15) bleiben dabei formal unverändert, lediglich $\bar{M}_0$ und $\bar{Q}_0$ gehören jetzt zu der virtuellen Belastung $\bar{M} = 1$ im Punkte k (Abb. 9b). Der besondere Beweis für Gl. (18) erübrigt sich, wenn man die allgemein gültige Feststellung im Schlußsatz von Ziffer 2 beachtet.

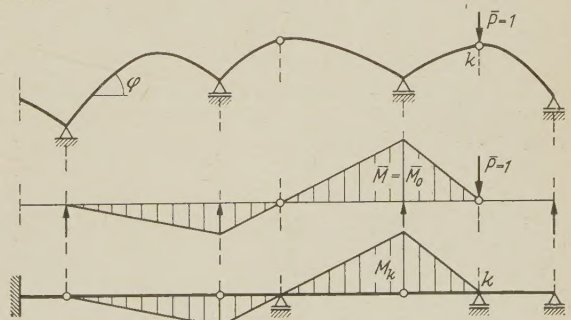


Abb. 10.

Beispiel: Lotrechte Verschiebungen eines Gerberbalkens aus krummen Stäben. Für Abb. 10 gilt wörtlich die Ableitung zu Abb. 9, d. h. es ist wieder

$$v_k = \int \bar{M}_0 \cdot W dz \quad \text{bzw.} \quad \Delta \varphi_k = \int \bar{M}_0 \cdot W dz. \quad (19)$$

$\bar{M}_0$ bzw. $\bar{M}_0$ stimmen überein mit den Einflußlinien M_k bzw. Q_k des in Abb. 10 angegebenen geraden Ersatzbalkens.

b) Zum Vergleich bestimmen wir jetzt die Verschiebung v_k in beliebiger Richtung, die lediglich der besseren Übersicht halber als lotrecht gezeichnet ist. Die Auflagerkraft am (rechten) beweglichen Lager sei um den Winkel β gegen die Richtung v geneigt (Abb. 11).

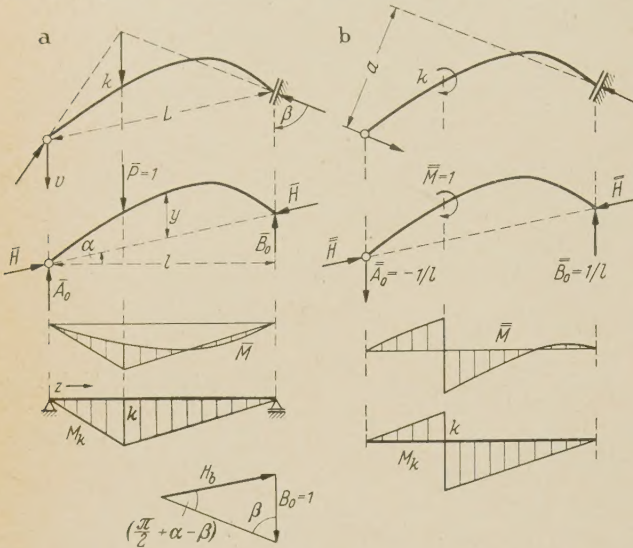


Abb. 11.

Für die virtuelle Belastung $\bar{P} = 1$ gelten die Schnittkräfte (sinngemäß auch für den Fall $\bar{M} = 1$)

$$\left. \begin{aligned} \bar{M} &= \bar{M}_0 - \bar{H} y \cos \alpha, \\ \bar{Q} &= +\bar{Q}_0 \cos \varphi - \bar{H} \sin (\varphi - \alpha), \\ \bar{N} &= -\bar{Q}_0 \sin \varphi - \bar{H} \cos (\varphi - \alpha), \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

so daß die gesuchte Verschiebung v_k (die Tangentendrehung $\Delta \varphi_k$ mit sinngemäß der gleichen Formel) wird

$$v_k \text{ (bzw. } \Delta \varphi_k) = \int \bar{M}_0 \frac{\kappa_M + \kappa_T}{\cos \varphi} dz + \int \bar{Q}_0 \{ \gamma - (\varepsilon_N + \varepsilon_T) \operatorname{tg} \varphi \} dz - \bar{H} \int (\kappa_M + \kappa_T) y \left\{ \frac{\cos \alpha}{\cos \varphi} + \gamma \frac{\sin (\varphi - \alpha)}{\cos \varphi} + (\varepsilon_N + \varepsilon_T) \frac{\cos (\varphi - \alpha)}{\cos \varphi} \right\} dz. \quad (21)$$

Die erste Zeile von Gl. (21) stimmt mit dem Ausdruck Gl. (14) überein, während für die zweite Zeile $+\bar{H} \cdot \Delta L$ gesetzt wird. Es ist also insgesamt

$$\left. \begin{aligned} v_k &= \int \bar{M}_0 \cdot W dz + \bar{H} \cdot \Delta L \\ \text{bzw. } \Delta \varphi_k &= \int \bar{M}_0 \cdot W dz + \bar{H} \cdot \Delta L. \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

Die elastischen Gewichte W sind wieder durch Gl. (17) gegeben.

Die mechanische Bedeutung von ΔL ergibt sich aus folgender Betrachtung: Zu dem Selbstspannungszustand $\bar{H} = 1$ gehören die Schnittkräfte

$$\left. \begin{aligned} \bar{M} &= -y \cos \alpha, \\ \bar{Q} &= -\sin (\varphi - \alpha), \\ \bar{N} &= -\cos (\varphi - \alpha). \end{aligned} \right\}$$

Die zugehörige Formänderung (= Verkleinerung der Sehnslänge L) ist

$$\Delta L = - \int \left\{ (\kappa_M + \kappa_T) y \frac{\cos \alpha}{\cos \varphi} + \gamma \frac{\sin (\varphi - \alpha)}{\cos \varphi} + (\varepsilon_N + \varepsilon_T) \frac{\cos (\varphi - \alpha)}{\cos \varphi} \right\} dz. \quad (23)$$

ΔL stimmt mit dem Integral in der zweiten Zeile von Gl. (21) überein, was zu beweisen war.

Die „Bogenkraft“ $\bar{H}$ bzw. $\bar{H}$ von Gl. (22) ist aber nach dem Kräfte-dreieck (Abb. 11a) in beiden Fällen, d. h. sowohl für v_k wie für $\Delta \varphi_k$, proportional dem Auflagerdruck B_0 . Es bezeichne $H_b = \sin \beta / \cos (\beta - \alpha)$ den Betrag von H für $B_0 = 1$ (z. B. entsprechend der Laststellung $P = 1$ über dem rechten Auflagerpunkt).

Für die weitere Diskussion von Gl. (21) müssen wir v_k und $\Delta \varphi_k$ unterscheiden.

a) Verschiebung v_k . Für beliebige Laststellung k hat der Ersatzbalken unter $\bar{P} = 1$ die Auflagerkraft B_k . Folglich ist $\bar{H} = B_k H_b$. Sei weiter der Winkel

$$\omega = H_b \cdot \Delta L / l$$

eingeführt, so kann man an Stelle von Gl. (22) auch schreiben

$$v_k = M_k(W) + B_k \cdot \omega l. \quad (24)$$

β) Tangentendrehung $\Delta \varphi_k$. Wegen $\bar{B}_0 = 1/l$ ist jetzt $\bar{H} = H/l$, d. h. unabhängig von der Stellung k der Belastung $M = 1$. Damit folgt aus Gl. (22)

$$\Delta \varphi_k = Q_k(W) + \omega. \quad (25)$$

Das zweite Glied in Gl. (24) u. (25) erkennt man als Drehung um den Auflagerpunkt a , der Drehwinkel ist ω . Ein „einheitlicher Ersatzbalken“ kann für den vorliegenden Fall nicht mehr angegeben werden.

Wenn Gl. (24) gegeben ist, erhält man die Gl. (25) auch ohne Wiederholung der Rechnung durch Differentiation von v_k . Das erste Glied ergibt sich wie im Schlußabsatz von Z. 2. Das zweite Glied folgt wegen $B_k l = z$ zu $(B_k \cdot \omega l)' = \omega$.

c) Zusammenfassung. In Abb. 12 sind noch einmal beide Fälle nebeneinandergestellt.

Beim Vergleich der Abb. 12a und 12b erkennt man als allgemeingültig: Kriterium für ω bildet die „Bogenkraft“ $\bar{H}$. Ein „Ersatzbalken“ im Sinne von Z. 2 kann beim gekrümmten Stab nur angegeben werden, wenn $\bar{H} = 0$ ist. Von dem Sonderfall $\Delta L = 0$ abgesehen, ist auch ω nur Null, wenn $\bar{H} = 0$ ist. In allen anderen Fällen ist für die Berechnung von v_k und $\Delta \varphi_k$ nicht zu umgehen, daß man ΔL bzw. ω in einem besonderen Rechengang ermittelt. Auf den Einfluß der Drehung ω infolge der Änderung der Sehnslänge ΔL ist schon bei den Klassikern hingewiesen.

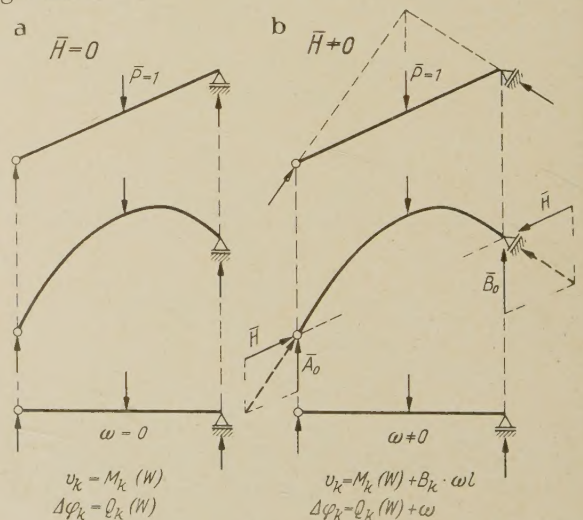


Abb. 12.

5. Stabwerke mit Zwischengelenken

Beispiele von statisch bestimmten geraden Stabzügen mit Zwischengelenken wurden bereits in Abb. 6 und 7 betrachtet, der Gerberbalken aus gekrümmten Stäben in Abb. 10. In allen diesen und ähnlichen Fällen ist die

kenntnis der gegenseitigen Verdrehungen in den Gelenken (h. der endlich großen elastischen Gewichte $W_{gi} = \vartheta_{gi}$) ist erforderlich, wenn die Biegelinie bestimmt werden soll: In den Gelenkpunkten verschwinden ja die zugehörigen Faktoren $\bar{M}$. Wenn also der Ersatzbalken $\bar{M} = M_k$ benutzt wird, sind auch die Werte M_k an diesen Stellen null, d. h. die elastischen Gewichte W_{ig} liefern bei der Auswertung der Einflußlinie M_k keinen Beitrag ⁵.

Auf statisch unbestimmte Tragwerke ist zunächst der Reduktionssatz anzuwenden, d. h. es ist ein geeignetes statisch bestimmtes Grundwerk zu wählen. Dafür ergibt sich dann bei Anwendung der Tabelle 2 ein statisch bestimmter und unverschieblicher Ersatzbalken.

Bei den Stabwerken mit „Bogenkraft“ $\bar{H}$ (das sind Stäbe mit geneigten Auflagerkräften $\bar{A}$, vgl. Abb. 11, ebenso wie Bogen- und Hängeträgerwerke) sind jene Fälle auszuweisen, für die ein Ersatzbalken nach Z. 2 nicht vorhanden ist. Dafür gelten die folgenden Aussagen jeweils nur für die Verformungen im engeren Sinne, die sich um die entsprechende Starre-Körper-Bewegung zu ergänzen sind.

Aus dem Begriff des Ersatzbalkens folgt, daß die Einflußlinien M_k und Q_k nur aus Geradenstücken zusammengesetzt sind. Zur Umbildung der Stabwerke mit Bogenkraft in Balkenträgerwerke werden die Bogenkräfte zum Verschwinden gebracht ($\bar{H} = 0$). Sodann ergeben sich unter „lotrechter“ Belastung $\bar{P} = 1$ aus Geradenstücken zusammengesetzte Momentenlinien $\bar{M}_0$. Nach den hierbei entstehenden Systemen sind zwei Fälle zu unterscheiden:

1. Mit $\bar{H} = 0$ verbleibt ein unverschiebliches Balkenträgerwerk, für das sinngemäß Gleiches gilt, wie für gerade und gekrümmte Gerberbalken. Die elastischen Gewichte W_g für Gelenkpunkte brauchen dafür nicht bestimmt zu werden, wenn man einen Ersatzbalken nach Z. 2 benutzt (Beispiele hierzu bieten die Abb. 11 und 15).

2. Mit $\bar{H} = 0$ ergibt sich ein verschiebliches System. Es müssen also gewisse Gelenke usw. geschlossen werden, um die Verschieblichkeit zu beseitigen. Für die Ermittlung der Biegelinie ist in diesem Falle nicht zu umgehen, daß auch die elastischen Gewichte W_g bestimmt werden (Beispiele Abb. 13 und 14).

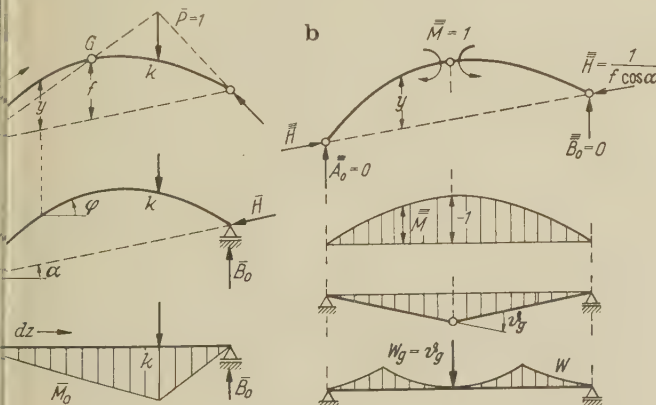


Abb. 13.

Als Beispiel für die zweite Gruppe sei zunächst der Dreigelenkbogen (Abb. 13) betrachtet. Für die Belastung mit $\bar{P} = 1$ im Punkte k gelten die Schnittkräfte Gl. (20), wobei jetzt $\bar{H} = \bar{M}_{0g} / f \cos \alpha$ einzusetzen ist. Die Arbeitsgleichungen Gl. (21) für v_k und sinngemäß für $\Delta \varphi_k$ bleiben also formal unverändert.

⁵ Der Betrag der gegenseitigen Verdrehung ϑ_{gi} ergibt sich übrigens aus dem Vergleich der Zustandslinie $\bar{M}$ für das Doppelmoment $\bar{M}_g = 1$ im Gelenkpunkt des gegebenen Tragwerkes mit der Einflußlinie M_k im Ersatzbalken: Die $W_{gi} = \vartheta_{gi}$ sind gleich den Auflagerdrücken $C_{gi}(W)$ des Ersatzbalkens unter den elastischen Gewichten W .

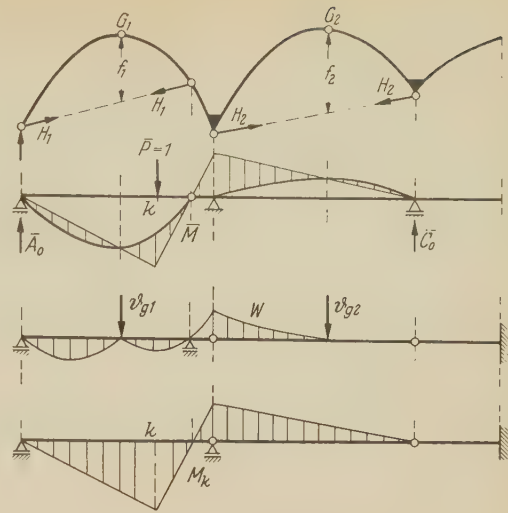


Abb. 14.

Die statische Bedeutung des Faktors von $\bar{H}$ in Gl. (21) ergibt sich beim Beispiel des Dreigelenkbogens wie folgt: Für eine virtuelle Belastung mit $\bar{M}_g = 1$ im Mittelgelenk G ist $\bar{H} = 1/f \cos \alpha$, ferner $\bar{M}_0 = \bar{Q}_0 = \bar{N}_0 = 0$. Damit wird die gegenseitige Verdrehung im Gelenk infolge der gegebenen Verformungen ε_M usw. gleich

$$\vartheta_g = -\frac{1}{f \cos \alpha} \left\{ \int \right\} dz, \quad (26)$$

wobei die $\{ \}$ -Klammer mit der $\{ \}$ in der zweiten Zeile von Gl. (21) übereinstimmt.

Entsprechend Gl. (22) gilt somit

$$v_k = \int \bar{M}_0 \cdot W dz + \bar{M}_{0g} \cdot \vartheta_g, \quad (27)$$

weil $\bar{H} \cdot f \cos \alpha = \bar{M}_{0g}$ ist. Sinngemäß erhält man

$$\Delta \varphi_k = \int \bar{M}_0 \cdot W dz + \bar{M}_{0g} \cdot \vartheta_g. \quad (28)$$

Die Berechnung von Gl. (28) ist jedoch auch hier entbehrlich, wenn man nach dem Schlußabsatz von Z. 2 verfährt.

Diese Formeln unterscheiden sich grundsätzlich von Gl. (24/25), wo die Drehung stehenbleibt. Führt man nämlich den Ersatzbalken ein gemäß $\bar{M}_0 = M_k$, so kann man hier schreiben

$$\left. \begin{aligned} v_k &= M_k(W, \vartheta_g) \\ \Delta \varphi_k &= Q_k(W, \vartheta_g) \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

$\bar{M}_{0g}$ ist ja einer der Punkte der Zustandslinie $\bar{M}_0$ für $\bar{P} = 1$ in k und damit auch der Einflußlinie M_k .

Die Biegelinie v_k kann danach vollständig und allein aus dem Ersatzbalken (Abb. 13) bestimmt werden, wenn man zu den elastischen Gewichten W noch $W_g = \vartheta_g$ hinzunimmt. Ein Glied aus der Drehung des gesamten Systems ist nicht vorhanden ($\omega = 0$).

In Abb. 14 ist als weiteres Beispiel für die zweite Gruppe ein durchlaufender Bogen dargestellt. Die Schnittkräfte derartiger statisch bestimmter Tragwerke haben die Form

$$\left. \begin{aligned} \bar{M} &= \bar{M}_0 + \bar{H}_1 M_1 + \bar{H}_2 M_2 + \dots \\ \bar{Q} &= \bar{Q}_0 + \bar{H}_1 Q_1 + \bar{H}_2 Q_2 + \dots \\ \bar{N} &= \bar{N}_0 + \bar{H}_1 N_1 + \bar{H}_2 N_2 + \dots \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

Die Werte $\bar{M}_0, \bar{Q}_0, \bar{N}_0$ gehören zu dem Grundwerk ohne die Mittelgelenke $G_1, G_2, \dots$ (gekrümmter Gerberbalken mit nur lotrechten Auflagerkräften $A_0, \dots$). Die

Gelenkbedingungen werden öfFnungsweise erfüllt durch die Bogenkräfte

$$\left. \begin{aligned} H_1 &= \bar{M}_{g1}/f_1 \cos \alpha_1 \\ H_2 &= \bar{M}_{g2}/f_2 \cos \alpha_2 \end{aligned} \right\}$$

Die Formänderungen im Punkte k ergeben sich somit zu

$$\left. \begin{aligned} v_k &= \int \bar{M}_0 \cdot W \, dz + \bar{H}_1 \cdot \Delta L_1 + \bar{H}_2 \cdot \Delta L_2 + \dots \\ &= \int \bar{M}_0 \cdot W \, dz + \bar{M}_{0g1} \cdot \vartheta_{g1} + \bar{M}_{0g2} \cdot \vartheta_{g2} + \dots \\ \Delta \varphi_k &= \int \bar{M}_0 \cdot W \, dz + \bar{M}_{0g1} \cdot \vartheta_{g1} + \bar{M}_{0g2} \cdot \vartheta_{g2} + \dots \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

Darin bezeichnet wieder

$$\Delta L_i \int (\kappa_M + \kappa_T) M_i \, ds + \dots$$

die Längenänderung der Sehne L_i infolge der gegenseitigen Verdrehung ϑ_{gi} im Mittelgelenk G_i . Aus kinematischen Gründen gilt

$$\vartheta_{gi} = \Delta L_i / f_i \cos \alpha_i, \quad (32)$$

was aber auch direkt abgelesen werden kann als die zu $\bar{M}_{gi} = 1$ gehörige Formänderung.

Die gesuchten Formänderungen an der beliebigen Stelle k und damit auch die Biegelinie erhält man gemäß

$$\left. \begin{aligned} v_k &= M_k (W, \vartheta_{g1}, \vartheta_{g2} \dots) \\ \Delta \varphi_k &= Q_k (W, \vartheta_{g1}, \vartheta_{g2} \dots) \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

wenn man den Ersatzbalken außer mit den elastischen Gewichten W auch noch mit den Gelenkdrehungen ϑ_{g1} , $\vartheta_{g2} \dots$ belastet.

Bemerkung über statisch unbestimmte gekrümmte Stabwerke

Das statisch bestimmte Grundwerk kann in weiten Grenzen beliebig gewählt werden. Bei der Bestimmung von Formänderungen des statisch unbestimmten Tragwerkes kann der Reduktionssatz benutzt werden, der wohl erstmals schon 1886 be-

H. Müller-Breslau [2], S. 87, zu finden ist. Danach „dürfen bei der Berechnung von $\bar{M}$ usw. alle statisch unbestimmten Größen gleich Null gesetzt werden, wobei es freisteht, in welcher Weise der Stab in einen Hauptträger verwandelt wird“.

Abb. 15 zeigt als Beispiel die Bestimmung der Formänderungen eines beidseitig eingespannten Bogens. Als Ersatzbalken können hierfür nach dem Reduktionssatz sowohl der einfache Balken (Abb. 15b) wie der Kragarm (Abb. 15c) dienen. Die übrigen Stützbedingungen sind dann auf Grund der Elastizitätsbedingungen identisch erfüllt.

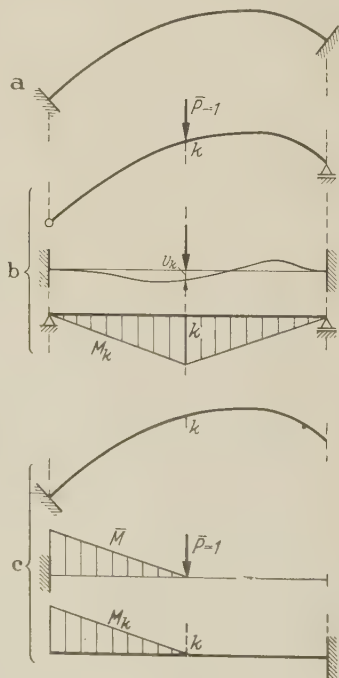


Abb. 15.

6. Der Vektor der Verschiebung

Der Satz von O. Mohr ermöglicht es nur, die (parallelen) Komponenten der Verschiebungsvektoren in einer beliebigen Richtung zu bestimmen. Auch die Arbeits-

gleichung liefert als skalare Methode, ebenso wie der Satz von Castigliano, nur Aussagen über Komponenten.

Sind die Vektoren der Verschiebungen v_k gesucht, so kann man z. B. die Biegelinien für zwei aufeinander normale Richtungen bestimmen oder einen Verschiebungsplan zeichnen.

Der Übergang von der Einflußlinie $f(z)$ für eine beliebige Wirkung unter lotrechten Lasten P_y auf die Einflußlinie $f_1(y)$ für die gleiche Wirkung unter waagrechten Lasten P_z ist möglich mit Hilfe der Bezeichnung

$$f_1(y) = \int \frac{df(z)}{dz} dy + C.$$

Man vgl. hierzu E. Müller [9], S. 41, oder F. Muls [10], S. 17.

Als Hilfsmittel zur Bestimmung der Verschiebungen sind die Elastizitätsellipse und der elastische Schwerpunkt bekannt. Diese besonders von W. Ritter entwickelte Verfahren sind leider in der Anwendung ziemlich verwickelt, so daß sie heute in der Praxis keine sehr große Rolle mehr spielen. Es verbleibt ihre grundsätzliche Bedeutung. Man vgl. M. Grüning [11], S. 265.

Ähnliches gilt für die vektorielle Methode, die ich 1923 in meiner Karlsruher Doktor-Dissertation [12 bis 14] angegeben habe. In [12] findet man auch zahlreiche Angaben über die einschlägige Literatur.

Es erhebt sich die Frage, ob ähnliche Zusammenhänge wie der Mohrsche Satz für die Verschiebungskomponenten $v_k = M_k (W)$ auch für die Vektoren der Verschiebung gelten.

Die Stützbedingungen sind für diese Zusammenhänge nicht wesentlich, da sich alle Biegelinien für gegebene Verformungen nur durch Translationen und Drehungen des starren Körpers unterscheiden. Aus diesem Grunde, aber auch zur Vereinfachung, beschränken wir die nächsten Bemerkungen auf die Betrachtung des bei „a“ einseitig eingespannten, jedoch beliebig gekrümmten Stabes.

Ebene Biegung: Die Bewegung eines beliebigen Punktes k setzt sich zusammen aus den Translationen ($\varepsilon_N + \varepsilon_T$) und γ , sowie aus den Drehungen ($\kappa_M + \kappa_T$). Wirklich sind nur die Verformungen zwischen k und der Einspannung a . Nach einem bekannten Lehrsatz der Kinematik können diese Elementarverschiebungen wie Vektoren zusammengesetzt werden. Der Verschiebungsvektor v_k ist deshalb gleich der Drehung um den Schwerpunkt der entsprechend „reduzierten Momentenfläche“. Der Drehwinkel ist gleich der Summe der Elementardrehungen von a bis k .

Räumliche Biegung: Beim räumlichen Fall hat man je drei Elementartranslationen, nämlich ε_x , ε_y und ε_z , sowie die drei Elementardrehungen κ_x , κ_y und κ_z . Dabei bezeichnen κ_x und κ_y die Biegungen um die Hauptachsen x und y des Querschnittes, und κ_z die spezifische Verdrehung um die Stabachse z .

In diesem Falle lassen sich die Elementarverschiebungen für jeden Punkt k zusammensetzen zu einer Schraubung, bestehend aus einer Translation und einer Drehung um die Zentralachse des Verschiebungssystems. Näheres vgl. F. Schleicher [12 und 13].

Eine einfache Parallele zum Mohrschen Satz ist nicht zu erkennen. Wohl aber besteht auch für den räumlichen Stab eine gewisse Analogie zwischen Belastung und Verformung. B. Tekinalp, Istanbul, [15] hat gezeigt, daß die vektoriellen Differentialbeziehungen für den Vektor der Verschiebung und den Vektor der Drehung formal übereinstimmen mit den vektoriellen Gleichungen für die äußeren Belastungen⁶. Bei Einführung des Ersatzstabes genügen dann gewisse, den elastischen Gewichten entsprechende Vektoren den gleichen Beziehungen wie der gegebene Stab unter der äußeren Belastung.

⁶ Herrn Prof. H. Schaefer, Braunschweig, danke ich für den freundlichen Hinweis auf diese bemerkenswerte Arbeit.

Literatur:

1. O. Mohr: Beitrag zur Theorie der Holz- und Eisenkonstruktionen. Z. Arch. u. Ing.-Verein zu Hannover (1868) S. 19. Vgl. auch O. Mohr: Abhandl. aus dem Gebiete der Technischen Mechanik. 1. Aufl., Berlin 1914, S. 342.
2. H. Müller-Breslau: Die neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen, 1. Aufl., Leipzig 1886.
3. H. Müller-Breslau: Die graphische Statik der Baukonstruktionen, 2. Aufl., Leipzig 1892.
4. F. Stüssi: Vorlesungen über Baustatik, Band 1, 2. Aufl., Basel 1953.
5. F. Postuvanschitz: Vorlesungen an der Techn. Hochschule Graz, eine Veröffentlichung hierzu ist mir nicht bekannt.
6. Th. Pöschl: Lehrbuch der Techn. Mechanik. 2. Band: Elementare Festigkeitslehre, 2. Aufl. Berlin 1952, S. 130.
7. K. Beyer: Die Statik im Stahlbetonbau, 2. Aufl., 2. Neudruck, Berlin 1956.

- 7a. H. Schaefer: Beitrag zur Berechnung des kleinsten Eigenwertes eindimensionaler Eigenwertprobleme. Dissertation T. H. Hannover 1934.
8. W. Kaufmann: Statik der Tragwerke, 4. Aufl. Berlin 1957.
9. E. Müller: Z. angew. Math. Mech. 12 (1932) S. 36—43.
10. F. Muls: Les propriétés analytiques des lignes d'influence. Liège 1937.
11. M. Grüning: Die Statik des ebenen Tragwerkes. Berlin 1925, S. 254—265.
12. F. Schleicher: Ermittlung der elastischen Verschiebungen einfach und doppelt gekrümmter Stäbe als Drehungen bzw. Schraubungen um Zentralachsen von Momentenflächen. Dr.-Dissertation T. H. Karlsruhe 1923.
13. F. Schleicher: Die elastischen Verschiebungen gekrümmter Stäbe als Drehungen bzw. Schraubungen um Achsen von Momentenflächen. Z. angew. Math. Mech. 4 (1924) S. 475—485.
14. F. Schleicher: Zur Berechnung konischer Gewölbe. Bauingenieur 5 (1924) S. 681—686.
15. B. Tekinalp: Generalisation of the conjugate beam method to space rods.

Der Neubau des Seagram Buildings in New York

Von Dr.-Ing. Wilh. Weiss, Freeport/New York (USA), z. Zt. Traunstein (Obb.)

K 72.011.27 : 693.97.022.32 : 691.735 (747)

In New York ist in der Park-Avenue 375 ein Neubau im Entstehen begriffen, der in verschiedener Hinsicht das be-

sondere Interesse auch der deutschen Bauwelt beanspruchen darf. Es ist bemerkenswert, daß in dieser berühmten Avenue, die lange Jahre nur als Wohngegend mit hochherrschaftlichen Wohnungen bekannt war, nunmehr auch die Wolkenkratzer großer Unternehmungen Fuß fassen konnten.

Mit dem Seagram Building nimmt die Entwicklung des Curtain Wall ihren Fortgang und präsen-

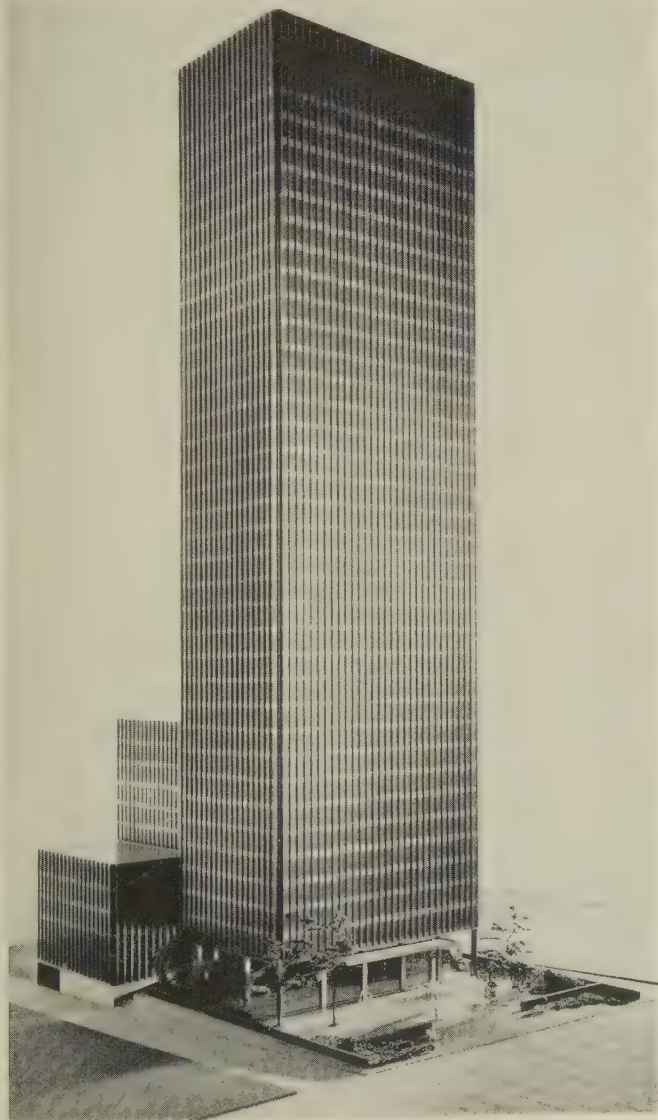
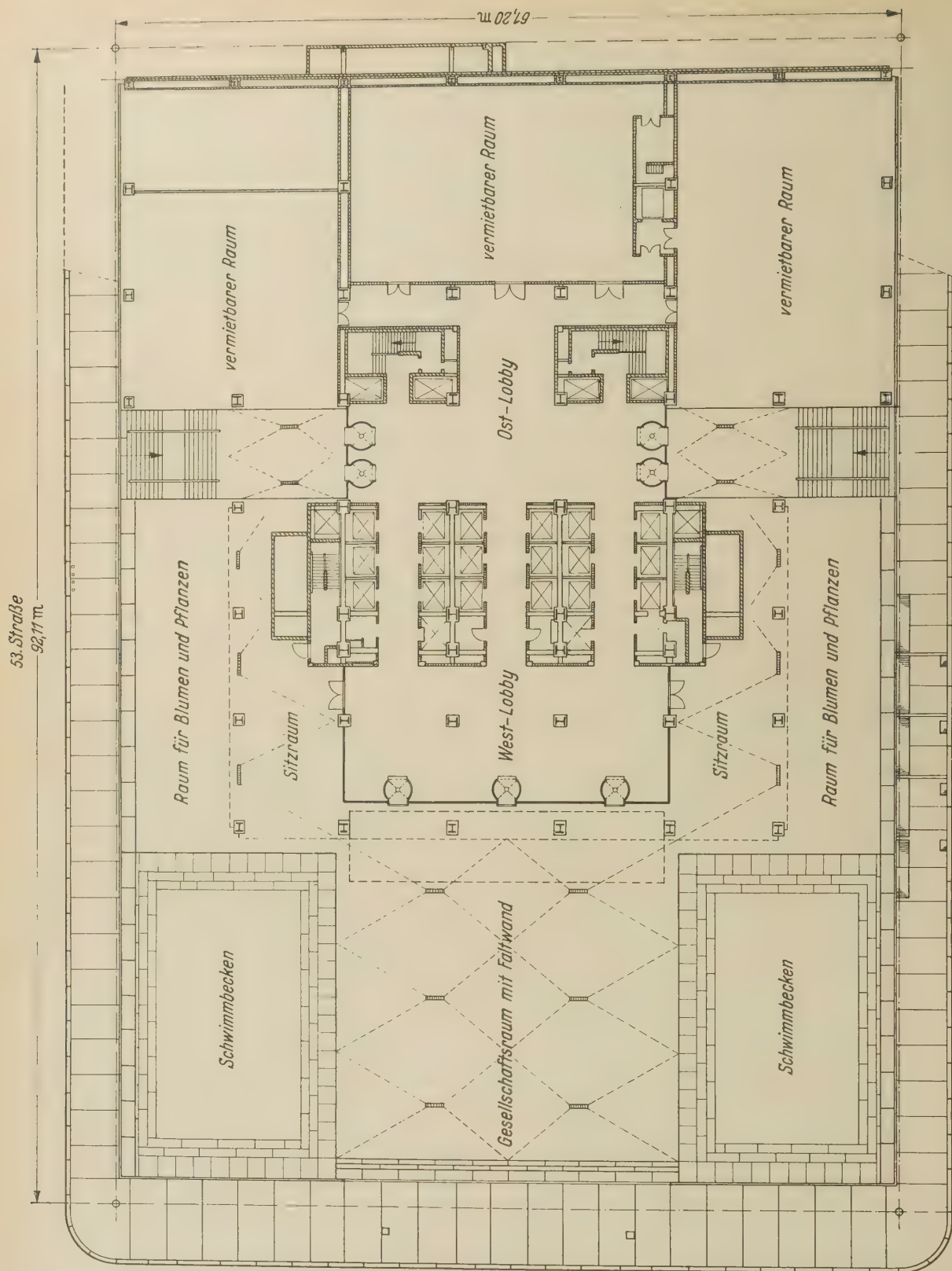


Abb. 1.



Abb. 2.



tiert ein neues Material für die Einkleidung der Außenwände: die Bronze. Bei den Bauten in den 50er Jahren hatten die Baustoffe Glas und rostfreier Stahl mit dem Lever-Haus¹, Aluminium mit dem Alcoa Building³ und dem Neubau der Tishmann Realty Construction², der rostfreie Stahl mit dem Socony Mobil Building⁴ ihre Bewährung für den Curtain-Wall unter Beweis gestellt.

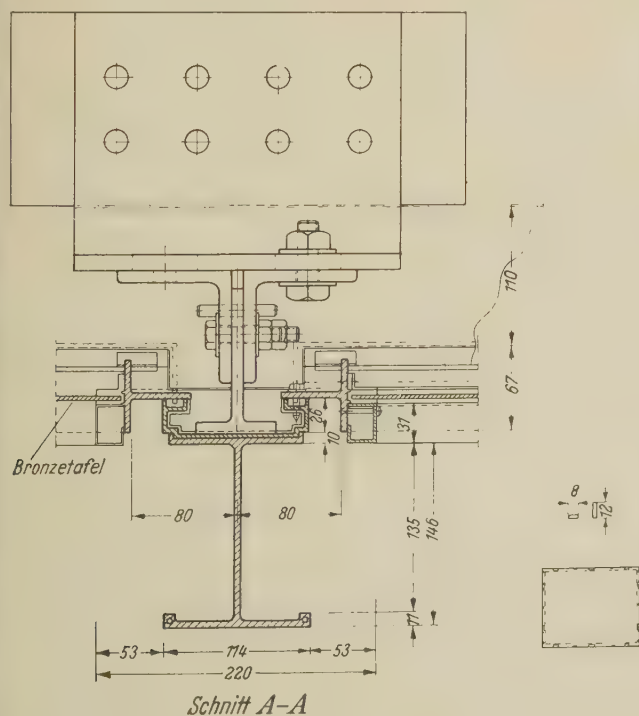
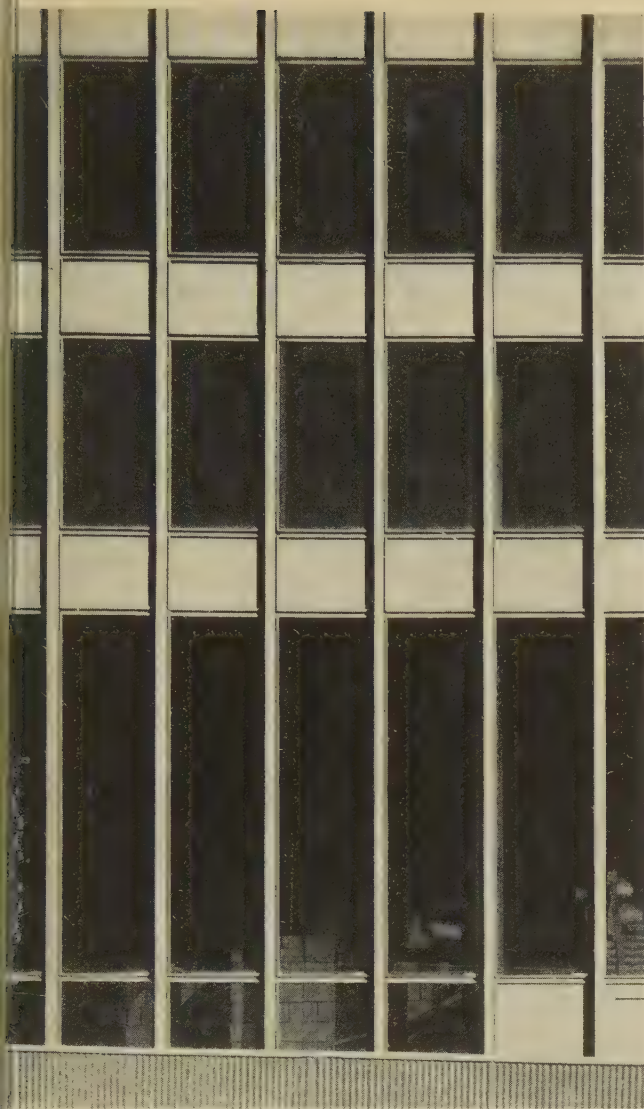
¹ Bauingenieur 27 (1952) S. 374.

² Stahlbau 24 (1955) S. 187.

³ Bauingenieur 28 (1953) S. 193.

⁴ Bauingenieur 31 (1956) S. 167.

Da in den USA die gefürchteten Hurricanes alljährlich und zuweilen sogar öfter auftreten und die Einkleidungen der Hochhausbauten diesen schweren Stürmen ohne Schaden standhalten mußten, war es nur natürlich, daß die Bronze als Verkleidungsmaterial der Außenwände von ihrer Verwendung für diesen Zweck Versuchen unterworfen wurde, die den durch Hurricane geschaffenen Verhältnissen möglichst nahe kamen. Es wurde deshalb eine zwei Stockwerke hohe Bronze-Tafel von der gleichen Beschaffenheit, wie sie bei dem Seagram Building verwendet wurde, einer Windstärke von 190 km/h und Regen mit



10 cm Niederschlag/Stunde in dem Versuchslaboratorium des Garden-City-Werkes der General Bronze Corporation ausgesetzt. Dabei erwies sich, daß der Baustoff den stärksten Beanspruchungen durch Wind und Regen erfolgreich widerstehen konnte. Die Widerstandsfähigkeit gegen Rost und Korrosion war durch jahrzehntelange Erfahrungen längst erwiesen, es blieb nur noch nachzuweisen, daß das Material auch der Naturgewalt der Hurricane widerstehen konnte. In USA erwartet man, daß die warm anmutende Bronze des Seagram Buildings mit der Zeit noch reicher und schöner zur Geltung kommen wird durch die sich entwickelnde Patina.

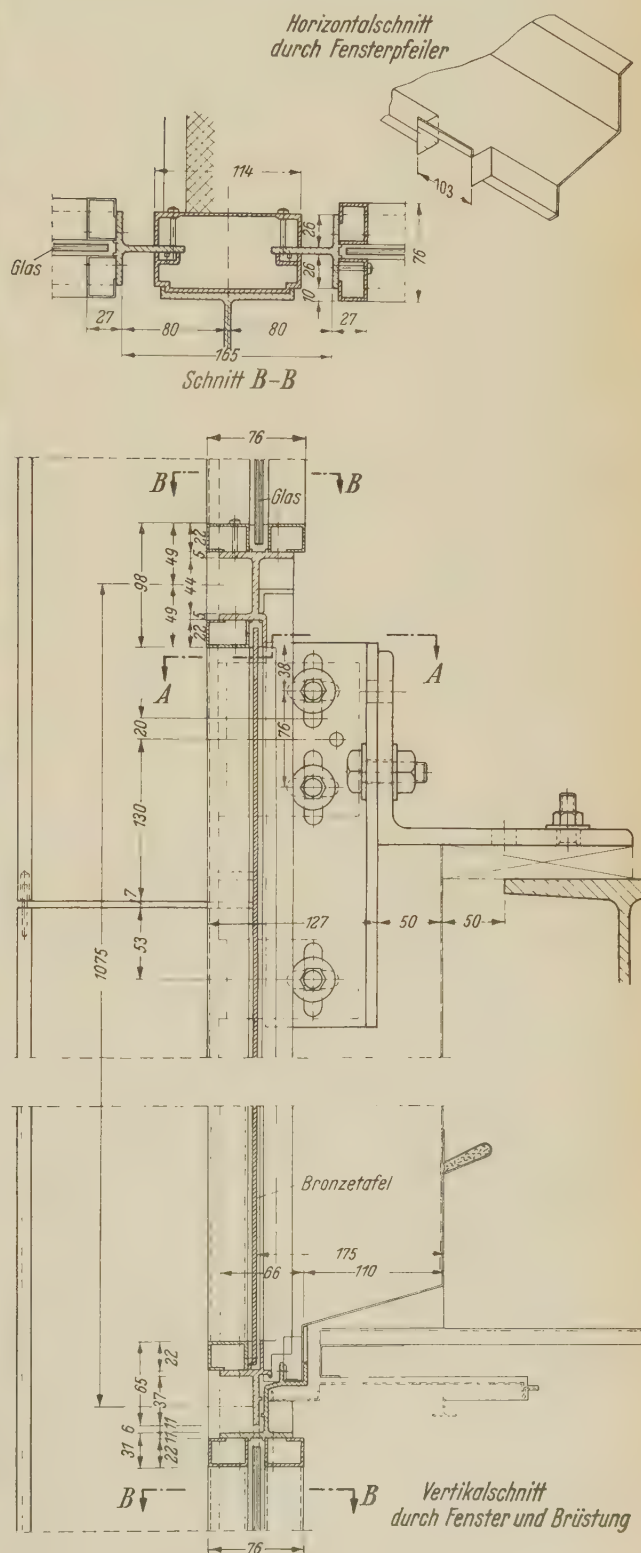
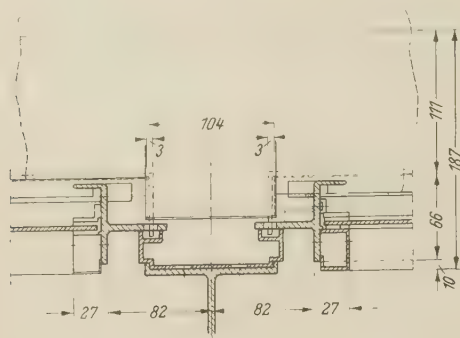
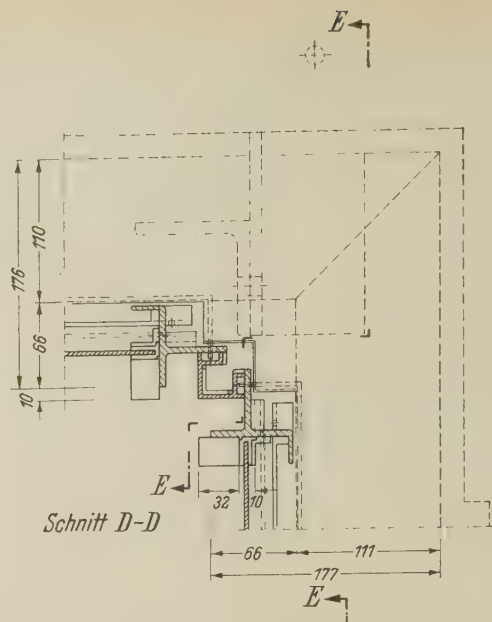


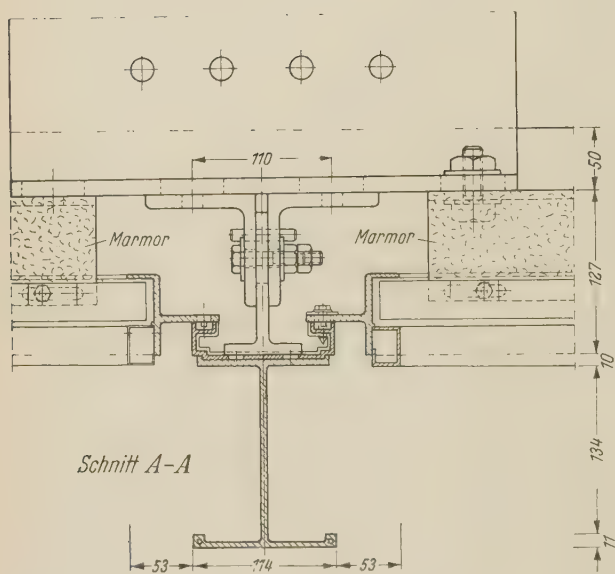
Abb. 1 zeigt den Neubau im Modell, Abb. 2 seinen Bauzustand nach Beendigung der Montage des Stahlskeletts und teilweiser Einsetzung der Fensterpfosten und Brüstung-



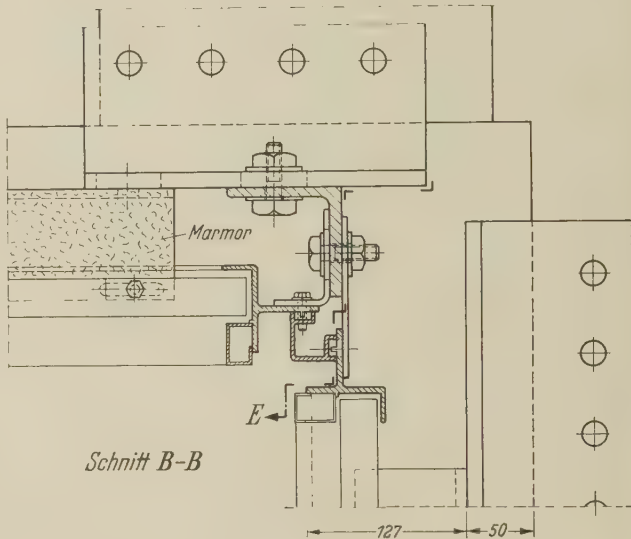
Schnitt C-C



Schnitt D-D



Schnitt A-A



Schnitt B-B

Abb. 6b.

gen in Bronze. Eine Teilansicht des Curtain Walls vermittelt Abb. 3.

Das Seagram Building hat 38 vermietbare Stockwerke über der 1. Decke und zwei Kellergeschosse, die Gesamthöhe beträgt 157 m. Die vermietbare Fläche beträgt insgesamt rd. 55 000 m². Abb. 4 stellt einen Grundriß des Baues mit plaza und lobby dar. Der Baugrund war Felsen (Granit). Über die Konstruktion des Curtain Walls in Bronze geben die Abb. 5 und 6 Aufschluß, wobei Abb. 5 einen senkrechten Schnitt durch Fenster und Brüstung zeigt, Abb. 6 horizontale und vertikale Schnitte durch den Curtain-Wall. Abb. 5 läßt erkennen, daß auch der wichtigen Frage der Ableitung des etwa eingedrungenen Regenwassers und des Kondenswassers durch Einbau von kupfernen Abweisblechen und Abdichtungen in geeigneter Weise Rechnung getragen wurde. Die in ganzer Höhe durchlaufenden Fensterpfeiler haben  Querschnitt, sind 7,93 m lang und bestehen aus gepreßter Bronze; sie haben einen Mittelabstand von 1,37 m. Da sie in ganzer Profilhöhe aus der Wand hervorstehen, werfen sie je nach dem Stand der Sonne starke Schatten und erhöhen dadurch die eindrucksvolle künstlerische Wirkung der Fassade. Bronze-profile in dieser Höhe wurden früher noch nicht gepreßt, die „Anaconda American Brass Company“ stellte eigens für diesen Bau Pressen und Matrizen für dieses Profil her.

Zwischen Curtain Wall und der den Raum abschließenden Innenwand in Leichtbetonausführung befindet sich ein Luftraum von 15 cm, der die Wärmehaltung der Wand noch unterstützt. Sie ist überdies noch mit einem Kupferblech abgeschirmt, das in ein geneigtes Abweisblech für die Abführung von Wasser ausläuft.

Daß bei diesem fortschrittlichen, modernen Neubau auch wichtige Neuerungen Verwendung fanden, liegt in der Natur der Sache. So war die Frage der Wahl geeigneten Glases für die Fenster von nicht geringer Bedeutung. Hunderte von Mustern wurden geprüft, bis die Wahl auf ein Glas fiel, das acht verschiedene Bestandteile enthielt, die nicht nur ein gutes Aussehen, sondern auch glanzmindernde Eigenschaften gewährleisteten. Gewählt wurde schließlich ein blaß-rosa-graues Glas, von dem 328 500 m² in 3800 Fenster eingebaut wurden.

Sowohl die Klimaanlage wie auch die Beleuchtung kann in jedem Büro den besonderen Wünschen angepaßt und kontrolliert werden. Die Spezialapparate für die Klimaanlage sind unter den Fenstern untergebracht, womit die Deckenfläche für die Verwendung durch die Mieter restlos nutzbar gemacht wurde. Die ganze Peripherie des Baues ist klimatisiert unter Verwendung hochentwickelter Apparate für Erwärmung und Kühlung, Reinigung und Ozonisierung der Raumluft. Die Verteilung und Fortleitung der

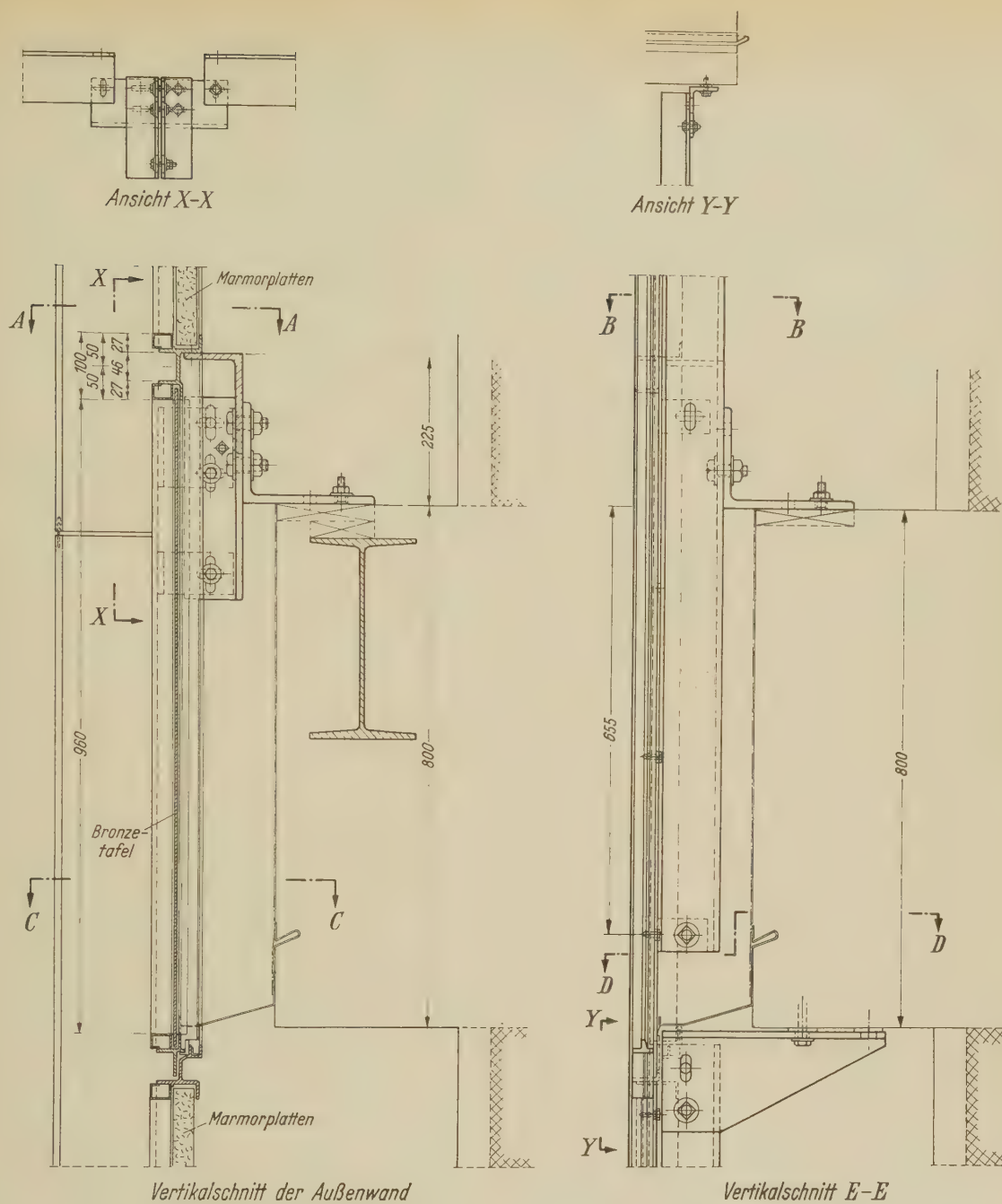


Abb. 5.

Luft erfolgt in Schächten und in Kanälen zwischen den Decken und den an diese angehängten feuersicheren Vermiculite-Putzdecken. Ein Charakteristikum der Beleuchtungsanlage ist der Einbau von Hilfsröhren für abstimmbare Beleuchtung nach auswärts in den Nachtzeiten rund um den Bau mit automatischer Einstellung auf die Stunden.

Ein interessanter Fortschritt in der Beleuchtungstechnik wurde mit leuchtenden Decken erzielt. Mit einer Neukonstruktion, die auf die Initiative und richtunggebende Mitarbeit von Architekt Johnson zurückzuführen ist, ist es möglich, die Decke stufenweise je nach Wunsch durch Verschieben von Tafeln aus lichtdurchlässigem Material zu beleuchten und alle Teile der Decke durch einfaches Herausnehmen zu reinigen.

Die ganze mechanische Ausrüstung des Baues konzentriert sich auf die Kellerräume und auf den zweigeschossigen Dachraum (Penthaus). Im Dachraum sind auch die durch Dampfturbinen angetriebenen Kältemaschinen und Pumpen untergebracht, die zur Verminderung der Übertragung von Vibration auf genau berechneten Stahlfedern (Schwingungsdämpfer) gelagert sind.

Es war oberster Grundsatz der Bauherrschaft, daß den Mietern durch eine hochentwickelte Technik alle Erleichterungen zur besten Ausnützung der Räume zur Verfügung stehen sollten, und mit aus diesem Grunde wurden auch die Raumstützen auf ein Mindestmaß eingeschränkt, so daß an möglichst vielen Stellen Zwischenwände nach Bedarf eingezogen werden konnten. 18 elektrische Schnellaufzüge und einige Lastenaufzüge besorgen den Personen- und Lastenverkehr. Eine Untergrundgarage mit einer Fläche von 2320 m² dient der Unterbringung von 150 Wagen von Mietern und deren Besuchern, wobei schnellstes und sicheres Parken von der ausführenden Firma durch ein besonderes System gewährleistet werden mußte.

Die Unterkellerung des Baues besteht aus zwei übereinander befindlichen Kellern, in denen untergebracht sind: Im Ostteil ein Lunch-Raum, die Küche und ein Restaurant, das evtl. noch im Parterre eingerichtet wird, ferner Räume für die mechanische Ausrüstung des Baues, im Westteil Räume für die Stapelung von Gütern der Mieter.

Es erübrigt noch, mit einigen Worten auf den Stahlbau selbst einzugehen. Die ausführende Firma war die bekannte Stahlbaufirma Bethlehem Steel Comp. in Bethlehem/Pa. Sie hatte die Aufgabe, die Montage des 13 447 t schweren Stahlskeletts vollkommen mit hochfesten Schrauben (190 000 Stück) durchzuführen, um Nietlärm in der vornehmen Straße zu vermeiden. Diese Bolzenverbindungen im Stahlbau haben bekanntlich auch den Vorteil, daß mit ihnen beträchtlich an Zeit eingespart werden kann. In sechs Monaten war die Montage beendet, mit Nietung würde sie nach Angabe der Firma mindestens drei Wochen länger gedauert haben. Das Seagram Building ist der größte Bau mit Bolzenverbindungen auf Manhattan. Mit dem Bau wurde im Juni 1955 begonnen, die Stahlmontage begann im Mai 1956 und war im Januar 1957 beendet. Die erste Bronzetafel wurde im August 1956 hochgezogen, die letzte im März 1957.

Die Bauherrschaft leitete bei diesem Neubau der Gedanke, ihr Vertrauen in die Stärke der industriellen und kommerziellen Zukunft der USA symbolisch zum Ausdruck bringen zu wollen und zugleich der Industrie eine erneute Gelegenheit zur kulturellen und künstlerischen Entwicklung New Yorks zu geben. Nicht zuletzt sollte aber mit diesem Bronze-Glas-Hochhausbau auch zur Umformung der Park Avenue von einer vornehmen Wohngegend zu einem Zentrum des internationalen Handels mit beigetragen werden.

Wer sich daran erinnert, daß wenige Jahre vorher das Alcoa Building in Pittsburgh nicht nur mit einem Curtain-Wall in Aluminium eingehüllt wurde, sondern daß auch dessen Innenausrüstung mit Rohren und elektrischen Leitungen ebenfalls in Aluminium ausgeführt wurde, und daß dieser Neubau damals in der Presse als eine Kampfansage an das Kupfer hingestellt wurde, der kann in dem Seagram Building nur die Antwort auf die seinerzeitige Herausforderung erblicken. Das Kupfer mit seinen Legierungen hat, wie man sieht, den Kampf aufgenommen und will zeigen, daß es hinter dem Aluminium im Fassadenbau nicht zurückstehen will. Es gibt in diesem edlen Wettstreit keinen Sieger und keinen Besiegten, denn wie das Seagram Building zeigt, hat das Kupfer diesen Wettkampf ehrenvoll bestanden. Feinsinnige, führende Architekten und eine hochentwickelte Industrie haben ihm dabei geholfen und alle dem Material innewohnenden Werte zu neuer Entfaltung gebracht.

Das Seagram Building ist das Werk von:

Bauherrschaft: Seagram Organisation, New York.

Architekten: Mies van der Rohe und Philipp Johnson Associates Kahn und Jacob, New York.

Ingenieure für den mechanischen Teil: Jaros, Baum Boller, New York.

Ausführende Stahlbaufirma: Bethlehem Steel Comp. Bethlehem, Pa.

Generalunternehmer: Georg A. Fuller, New York.

Bronzelieferwerk: General Bronze Corporation Garden-City New York.

Die Entwicklung des Walzenwehres

Von o. Professor Dr. Paul Cicin, Wien

Dem Gedenken Geheimrats Dr. Max Carstanjen gewidmet

DK 627.432.63.001.6

Am 9. Oktober 1956 jährte sich der hundertste Geburtstag Dr. Max Carstanjens, des genialen Ingenieurs und Erfinders. Sein Werdegang, sein Lebenslauf und seine großen Beiträge zur Entwicklung des Stahlbaues und insbesondere des Stahlwasserbaues, die in der Erfindung des Walzenwehres ihren Höhepunkt fanden, sind von M. Roth: Bauingenieur 31 (1956) S. 393 in gebührender und ausführlicher Weise gewürdigt worden.

In den nachstehenden Zeilen soll der Versuch unternommen werden, die Weiterentwicklung, die Carstanjens Erfindung bis zur Gegenwart erfahren hat, in allgemeinen Zügen aufzuzeigen. Diesen Ausführungen ist voranzustellen, das C. nicht nur der Urheber des grundlegenden Erfindungsgedankens ist, sondern daß er bereits bei der Ausgestaltung und konstruktiven Durchbildung der ersten Wehrverschlüsse dieser Art — Mainwehr Schweinfurt — die Richtlinien für die weitere Entwicklung zum guten Teil festgelegt hat.

Wenn wir heute die konstruktive Ausgestaltung der verschiedenen Walzenwehrtypen betrachten, so können wir feststellen, daß es im Grunde dieselben Anforderungen sind, die diese Weiterentwicklung bedingt haben, wie sie bereits beim Bau der beiden ersten Walzenwehre aufgestellt wurden. Was an Neuerungen und konstruktiven Verfeinerungen hinzugekommen ist, ist auf den Umstand zurückzuführen, daß vornehmlich durch die Schiffbar-machung der großen Ströme, verbunden mit der gleichzeitigen Nutzung des Staugefälles für die Stromgewinnung, die Wehrverschlüsse an Größe bedeutend zugenommen haben und daß gleichzeitig an die Regulierbarkeit des Stau-es und an die Fähigkeit, große Wassermengen auch unter erschwerten Bedingungen — beispielsweise bei Eisführung — abzuführen, besonders strenge Anforderungen gestellt werden. Wenn man berücksichtigt, daß ein Walzenwehr seine statische Belastung vornehmlich durch den Aufstau erfährt und daß beim Einsetzen und beim Anheben des Verschlusskörpers zu dem einfach zu übersehenden statischen Wasserdruk die oft schwer zu erfassenden,

hydrodynamischen Kräftewirkungen hinzukommen, so wird es klar, daß die Formung des Verschlusskörpers — wie sie bereits Carstanjen als richtig erkannt und auch durchgeführt hat — nicht allein nach den statischen, sondern, und zwar vornehmlich, nach hydrodynamischen Gesichtspunkten zu erfolgen hat. An und für sich bedeutet wohl der Übergang von der statischen zur dynamischen Belastung in den meisten Fällen eine Minderung der Gesamtlast, doch kann bei nicht zweckentsprechender Querschnittausbildung der Überfallstrahl und insbesondere der Durchflußstrahl beim angehobenen Verschlusskörper unter Umständen zu einer Aufschaukelung des Wehrkörpers führen und diesen in bedenkliche Schwingungen versetzen. Diese Erscheinungen sind besonders bei den Walzenwehren von relativ großer Lichtweite und kleiner Stauhöhe aufgetreten, bei denen der Abstand des Tragzylinders von der Wehrsohle nicht ausreichend groß gewählt werden konnte. Es kann als ein besonderes Verdienst Carstanjens angesehen werden, daß er in dem auf seine Veranlassung errichteten Versuchsgerinne im Werk Gustavsborg den Ursachen dieser Erscheinungen nachgegangen ist und die konstruktiven Maßnahmen für deren Beseitigung bzw. Vermeidung erforscht und gefunden hat. Aus diesen Bestrebungen, die zu einer engen Zusammenarbeit mit Geheimrat Prof. Koch, Darmstadt, geführt und ihren Niederschlag in dem Buch Koch-Carstanjen: Von der Bewegung des Wassers und der dabei auftretenden Kräfte, Berlin 1923 gefunden haben, sind diejenigen wertvollen neuen Erkenntnisse hervorgegangen, die dem Konstrukteur die gesicherten Unterlagen für die Detailausbildung und Gestaltung des Walzenwehres geliefert haben. Um die hier aufgezeigten Probleme etwas näher erläutern zu können, erscheint es angebracht, auf die besonderen Eigenarten der verschiedenen Walzenwehr-Systeme etwas näher einzugehen.

Grundsätzlich können 3 verschiedene Arten von Walzenwehren unterschieden werden. Die erste, einfachste Art ist die Normalwalze. Sie dient zur Aufrechterhaltung des normalen Stauzieles und hat im wesentlichen

lediglich der Forderung zu entsprechen, daß bei Hochwasser ausreichend schnell und sicher, d. h. auch unter den ungünstigsten Verhältnissen, der Verschlußkörper aus der Wehröffnung gehoben werden kann. Bekanntlich wird bei einer Stauanlage in europäischen Flüssen mittlerer Größe die Anordnung so getroffen, daß nicht alle Wehrverschlüsse mit Einrichtungen für die Feinregulierung ausgestattet sind; man überträgt vielmehr diese Funktion meist auf den Verschluß in der Mittelloffnung, während die Seitenöffnungen mit Normalverschlüssen, insbesondere mit Normalwalzen, ausgestattet werden. Diese Anordnung führt zu wesentlichen Kostenersparnissen. Um die vorerwähnte Feinregulierung zu ermöglichen und um gleichzeitig ohne wesentliche Wassereinbuße die Eisdecke im Staugebiet zu lockern bzw. das Eis zum gegebenen Zeitpunkt abzuführen, sind zwei weitere Walzenarten entwickelt worden:

Die Versenkwalze und die Walze mit Klappe. Beide Verschlußarten sind insbesondere am Neckar und am Main in Zusammenarbeit zwischen den Strombaudirektionen und den Stahlbauanstalten zur hohen Vollkommenheit entwickelt worden, wovon die zahlreichen Anlagen in diesen Flüssen Zeugnis ablegen. Wenn wir uns zunächst der Versenkwalze zuwenden, so ist hier vor allem die nicht zu überbietende Einfachheit, mit der das Problem gelöst wurde, augenfällig. An dem Walzenkörper selbst ergeben sich gegenüber der Normalwalze praktisch keine Änderungen und auch das Windwerk — einseitiger Antrieb — behält seine klassische Einfachheit. Wäre nicht das Problem der Dichtung mit den vom Außenstehenden kaum zu vermutenden Schwierigkeiten hinzugekommen, so hätte sich wohl auch kaum der Anlaß ergeben, neben dieser Lösung noch eine zweite zu suchen. Diese wurde, wie auch bei den anderen Verschlußarten, in der Anordnung Walze mit Klappe gefunden, wobei beim Walzenwehr durch entsprechende Ausgestaltung des Walzenwindwerkes auch die Klappe auf und ab bewegt werden kann, ohne den großen Vorteil der einseitigen Windwerksanordnung zu verlassen. Das Aufsetzen einer Klappe auf den Walzenkörper konnte nicht immer ohne Schwierigkeiten durchgeführt werden. Die ausgeführten Anlagen dieser Art zeigen, daß hier, je nach den Verhältnissen des Einzelfalles, verschiedene Wege beschritten werden mußten. Dort, wo der vollzylindrische Querschnitt für den Walzenkörper beibehalten werden konnte, wurde die Stauklappe einfach auf die Walze aufgesetzt. Diese Anordnung ist mit dem Vorteil einer einfacheren Werkstattarbeit für den Walzenkörper verbunden, beinhaltet jedoch den Nachteil, daß der Walzendurchmesser

angeführt und in diesem Zusammenhang erwähnt, daß die vorangeführten Schwierigkeiten den Verfasser seinerzeit dazu geführt haben, die Fischbauchklappe im Stahlwasserbau einzuführen, der in der Folge ein großer Anwendungsbereich aufgeschlossen wurde. Wie vorsichtig man dem neuen Klappensystem gegenüber eingestellt war, mag aus der Anordnung des Antriebes (Abb. 2 und 3) ent-

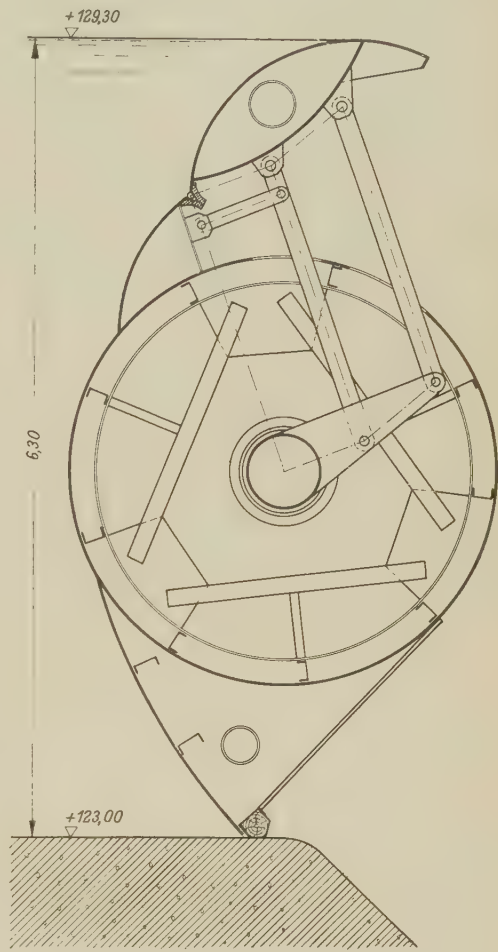


Abb. 2. Querschnitt durch die Walze mit Aufsatzklappe Freudenberg. Lenkgestänge zwischen Antriebsrohr und Fischbauchklappe.



Abb. 1. Wehranlage Freudenberg im Main. Ansicht von Unterwasser.

beträchtlich gegenüber einer Normalwalze gleicher Stauhöhe verkleinert werden muß, was nicht immer ohne nachteiligen Einfluß auf die Durchbiegung und infolgedessen auf die Güte der Sohlendichtung bleibt. Außerdem sind auch die Platzverhältnisse für die Unterbringung der Klappe in umgelegter Lage oft sehr beschränkt. Als Beispiel sei die Wehranlage Freudenberg/Main (Abb. 1)

genommen werden. Obwohl die Drehsteifigkeit des Klappenkörpers ausreichend gewesen wäre, um das aus der Wasserlast sich ergebende Verdrehungsmoment über die ganze Verschlußlänge in den Antriebsmechanismus überzuleiten, wurde hier zusätzlich in der Zylinderachse ein Antriebsrohr angeordnet, das nun durch seine eigene Drehsteifigkeit die Fischbauchklappe selbst entlastet. Um durch das Betätigungsgestänge, das in den Drittpunkten angeordnet ist, die Klappengelenke nicht zu belasten und durch eine massivere Ausbildung der Teile die einfache Anordnung der Klappendichtung nicht zu beeinträchtigen, hat der Verfasser ein Gestänge in Form eines Gelenkparallelogrammes entwickelt (Abb. 2), das das Bewegen der Klappe auf der durch ihre Drehachse (Dichtungsachse) vorgeschriebene Kreisbahn ermöglicht und die aus der Wasserlast sich ergebenden Drehmomente in das Antriebsrohr überleitet, die Scharniergelenke jedoch unbelastet beläßt. Die Fischbauchklappe schwebt praktisch wie ein Tragflügel, lediglich durch das Gestänge in den Drittpunkten getragen, über dem Walzenkörper, so daß die Ausbildung des Scharniergelenkes und der Dichtung lediglich vom Gesichtspunkt einer einwandfreien Dichtigkeit erfolgen kann.

Für die zweite Ausbildungsmöglichkeit einer Walze mit Klappe seien die Neckaranlagen Hirschhorn, Rockenau und

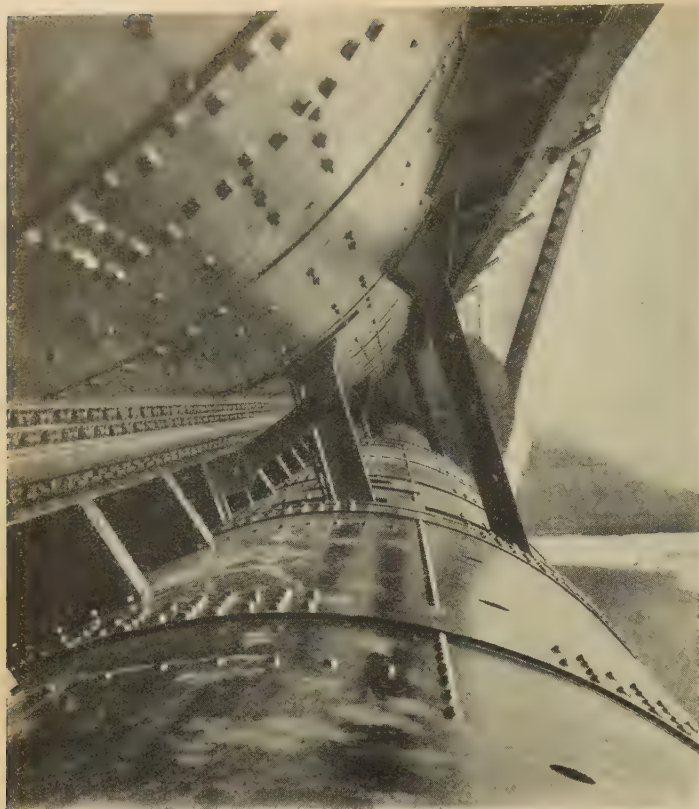


Abb. 3. Walze mit Aufsatzklappe Freudenberg. Walzenkörper, Fischbauchklappe und Lenkgestänge in der Längsrichtung des Verschlußkörpers betrachtet.

Neckarzimmern (Abb. 4 u. 5) angeführt. Hier wurde, zum Unterschied von dem vorerwähnten Mainwehr Freudenberg — meines Wissens auf Anregung des Herrn Altpräsidenten der Neckarbaudirektion Prof. Dr. M. Konz — der Walzen-

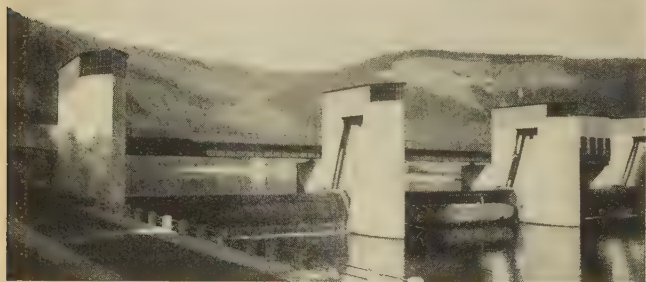


Abb. 4. Walzenwehranlage Hirschhorn im Neckar. Eine abgeplattete Walze mit Aufsatzklappe in der Mittelöffnung, zwei Normalwalzen in den Seitenöffnungen.

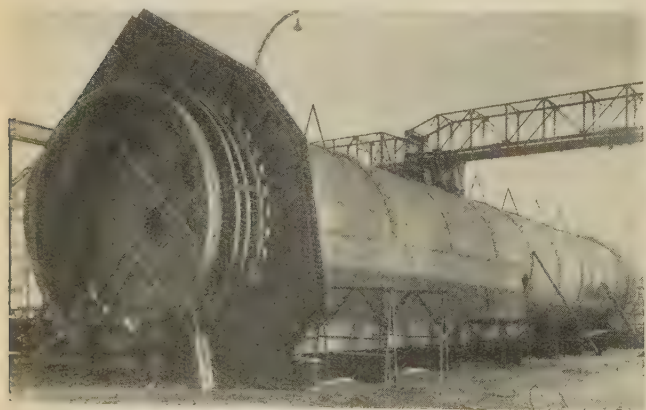


Abb. 5. Walzenwehranlage Neckarzimmern, abgeplattete Mittelwalze mit Aufsatzklappe bei der Werkmontage.

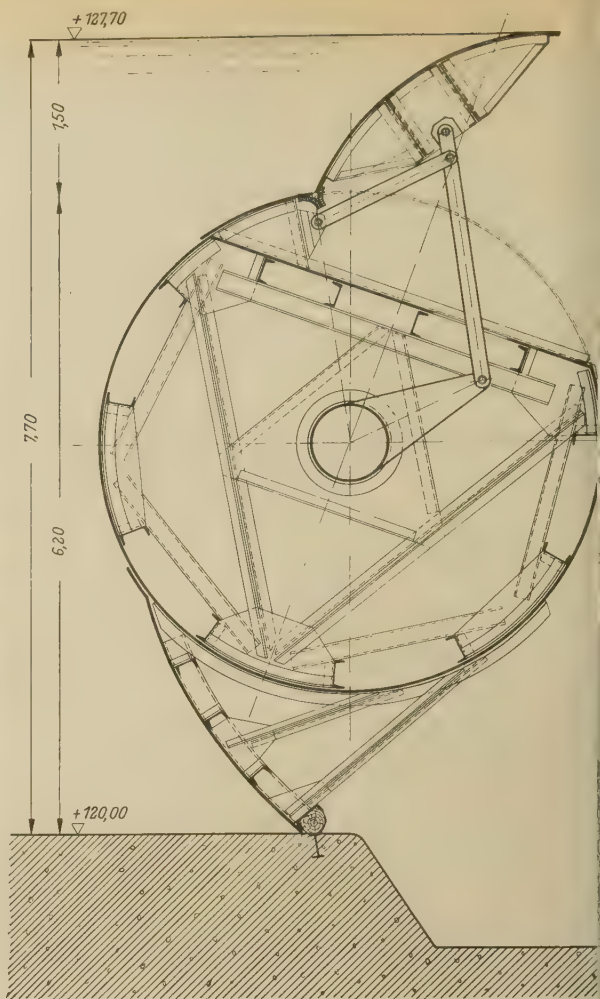


Abb. 6. Querschnitt durch die Walze mit Aufsatzklappe Rockena im Neckar mit Lenkgestänge zwischen Klappe und Antriebsrohr.

wehrkörper im Querschnitt derart abgeplattet und die Querschnittform der Stauklappe selbst derart gewählt, daß in umgelegter Lage die Klappe den Wehrkörper zu einem vollen Kreiszyylinder ergänzt (Abb. 6). Der Zylinder-Durchmesser ist bei dieser Bauart infolgedessen praktisch so groß wie bei einer Normalwalze, und auch die Einbuße an Trägheits- und Widerstandsmoment ist unbedeutend. Bei allen drei Anlagen haben die Klappenwalzen Klappen in offener Bauweise erhalten, d. h. die Abstützung der Klappenstauwand erfolgt bei diesen durch einen biegesteifen zweiwandigen Träger; der Antrieb durch ein in der Walzenachse angeordnetes drehsteifes Rohr, mit der Abstützung in den Drittelpunkten, ist hier unerlässlich. Um jedoch auch in diesem Falle die Klappenscharniere möglichst von den Antriebskräften freizuhalten und eine einwandfreie Dichtung zu erreichen, hat der Verfasser eine besondere Ausbildung des Gestänges vorgesehen (Abb. 6), und zwar derart, daß der Anschlußbolzen zwischen Klappenversteifungsträger und Klappe durch Einschalten eines Lenkers auf einen Kreisbogen, um die Dichtungsachse als Gelenkachse, geführt wird, ohne daß hierfür eine Abstützung im Scharniergelenk erforderlich wäre. Wohl läßt sich, mangels ausreichender Torsionssteifigkeit der Klappe, die Entlastung nicht so weit durchführen wie im Falle „Freudenberg“, doch bedeutet diese Anordnung, gegenüber dem Antrieb mit einer einfachen Hubstange über eine Kurbel, die am Antriebsrohr drehfest angeschlossen ist, doch eine wesentliche Schonung des Scharniergelenkes.

Um die Entwicklung zu kennzeichnen, sei erwähnt, daß bei den ersten Klappenwalzen, z. B. Neckargemünd, das die Klappe versteifende Rohr in der Klappendrehachse angeordnet wurde. Die ungünstigen Erfahrungen, die in bezug auf die Dichtung zwischen Klappe und Walze gemacht

urden, gaben den Anlaß, zunächst das im Querschnitt röhrenförmige Rohr von der Drehachse nach Unterwasser zu verlegen und von der Klappenstauwand völlig zu trennen. Die spätere Entwicklung führte dann zu einer Einbeziehung der Klappenstauwand in das torsionssteife Traggebilde; es entstand die Fischbauchklappe.

Es wurde bereits erwähnt, daß bei der Versenkwalze auf dem entsprechend ausgebildeten Abfallboden gleitende Sohlendichtung die Veranlassung war, zu der Bauart Walze mit Klappe überzugehen. Hier muß allerdings erwähnt werden, daß durch die inzwischen vollzogene Entwicklung die Schwierigkeiten bei der Sohlendichtung zum allergrößten Teil als überwunden angesehen werden können und daß man heute in der Lage ist, Versenkwalzen zu bauen, die in bezug auf Dichtigkeit allen berechtigten Anforderungen entsprechen. Dazu hat auch eine weitere Verbesserung bei der Versenkwalze beigetragen, die in der Beseitigung des Sohlenschlitzes für die beiden Seitenlichtungsschilder besteht und die, m. W., aus der Zusammenarbeit der Rhein-Main-Donau AG. mit der MAN, Werk Gustavsburg, hervorgegangen ist. Die Abb. 7 zeigt die aus

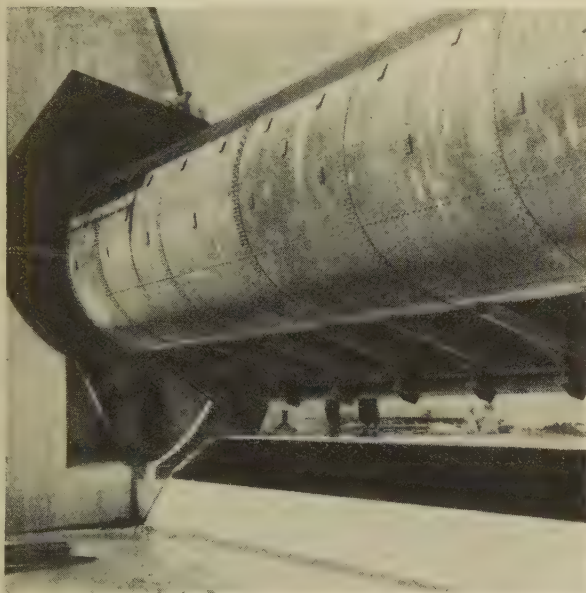


Abb. 7. Versenkwalze eines Moselwehres. Blick von der Unterwasserseite gegen die Sohlendichtung und das Schleifblech.

dem Walzeninnern einstellbare Federdichtung einer Versenkwalze von der Unterwasserseite aus gesehen. Voraussetzung für das einwandfreie Funktionieren der Längslichtung bei einer Versenkwalze ist die ausreichende Steifigkeit des Verschlusskörpers, wodurch die Durchbiegungen in erträglichen Grenzen gehalten werden können.

Die Sohlenschleifdichtung ist nur im ersten kurzen Stück des Absenkweges wirksam und verliert beim weiteren Absenken den Kontakt mit dem Sohlenmauerwerk. Dadurch wird die Dichtung geschont, ohne daß ein Nachteil daraus erwächst, da der geringe Spaltverlust an der Sohle gegenüber der durch den Überfallstrahl abgeführten Wassermenge verschwindend ist. Die Dichtung ist eine durch Pufferfedern angepreßte nachstellbare Gummidichtung, wobei für die Wahl des Gummis die besonderen Anforderungen in bezug auf Abriebfestigkeit und Beständigkeit bei Sonnenbestrahlung zu berücksichtigen sind. Abb. 8 zeigt die Lagerung der Versenkwalze nach Abb. 7 in den Pfeilernischen.

Bei den Ausführungen über den Klappenantrieb bei Klappenwalzen wurde bereits erwähnt, daß der einfache, einseitige Antrieb grundsätzlich beibehalten werden konnte und daß dieser lediglich eine zusätzliche Ausgestaltung erfahren mußte. Eine von der MAN angewandte Lösung (Abb. 9) besteht grundsätzlich darin, daß am angetriebenen Walzenende an das Antriebsrohr der Klappe ein Doppel-



Abb. 8. Lagerung der Versenkwalze nach Abb. 7 in den Pfeilernischen mit lotrechter Rollbahn und Zahnstangen.

hebel angeordnet wurde, der durch die an den beiden Hebelenden angebrachte Verzahnung in die die Walze umschließende Antriebskette eingreift. Die Kette ist als endlose Kette ausgebildet und es ist Vorsorge getroffen, daß

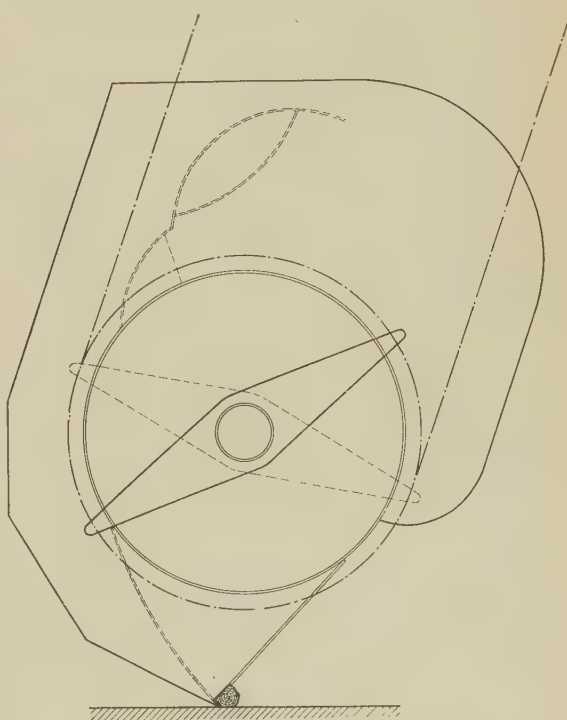


Abb. 9. Schematische Darstellung der Antriebsanordnung bei den Walzen mit Aufsatzklappe Freudenberg.

die Kette sowohl eine Umlaufbewegung vollführen kann, wodurch in der Staulage das Aufrichten oder Umlegen der Klappe erfolgt, als auch, daß sie durch Verriegelung im Windwerk an einem Punkt festgehalten ist und bei Betätigung des Kettenritzels der andere Kettenstrang den ganzen Verschlusskörper, je nach der Drehrichtung, hebt oder senkt. Diese Antriebsart hat sich auch bei strengem Winterbetrieb dank ihrer Robustheit bestens bewährt.

Es ist bereits zu Beginn hervorgehoben worden, daß Carstanjen den hydraulischen Problemen des Stahl-

wasserbaues sein besonderes Augenmerk geschenkt hat und dadurch einen wesentlichen Beitrag zur Schaffung der wissenschaftlichen Grundlage für den Bau von Großwehranlagen geleistet hat. Insofern sich diese Probleme hauptsächlich auf das Walzenwehr beziehen, seien sie im nachstehenden kurz besprochen: Bei der ersten Ausbildung der Normalwalzenlagen noch keine Anhaltspunkte vor, in welcher Weise sich der Durchflußstrahl beim Anheben der Walze auf den Walzenkörper auswirkt. Insbesondere war nicht vorzusehen, inwiefern sich die Sogwirkung des Durchflußstrahles nachteilig auswirken und Anlaß zu Schwingungen geben könnte. In der gleichen Weise gilt dies auch für die Ausbildung der Sohlendichtung von Versenkwalzen, bei denen man zunächst eine Anordnung gewählt hatte, die als besonders zweckmäßig und einfach erschien. Es handelt sich um die bekannte Wasserkastendichtung, bei der der Wasserdruk zur Erzeugung des erforderlichen Dichtungs-Anpreß-

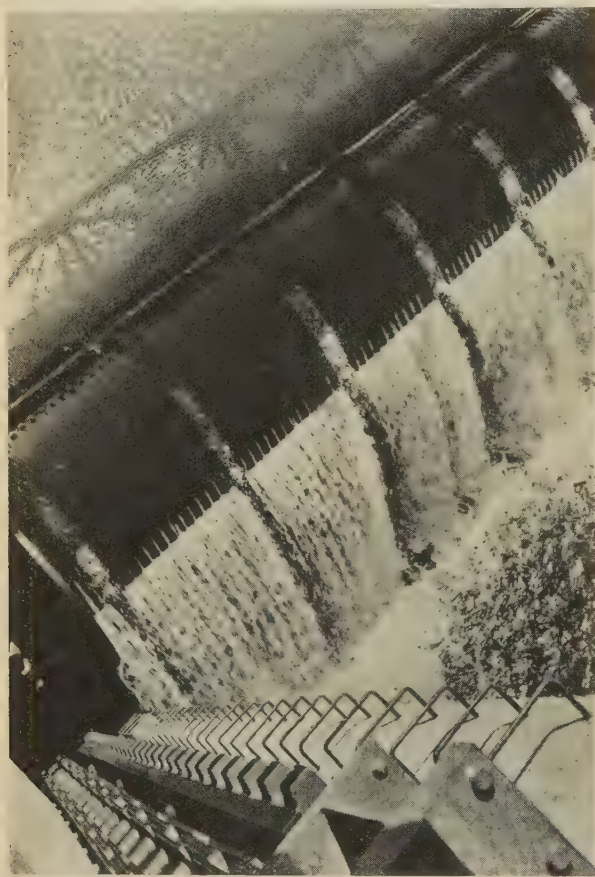


Abb. 10. Überströmte Versenkwalze vom nichtangetriebenen Ende gesehen. Unten links im Bild: Rückhaltkette.

druckes benutzt wird. Solange sich die Walze in Staulage befindet, erfüllt diese Anordnung, sofern die Durchbiegungen nicht übermäßig groß sind, ihren Zweck. Wenn jedoch die Versenk-Walze angehoben wird und dadurch ein Durchflußspalt zwischen Walze und Sohle sich einstellt, gerät bei sonstigen ungünstigen Verhältnissen das Dichtungsleiste tragende Federblech in Schwingungen, die mit der Zeit zur Zerstörung der Federdichtung führen können. Es handelt sich hier um ein typisches Beispiel selbsterregter Schwingungen, bei denen bekanntlich der schwingende Körper die zur Aufrechterhaltung der Schwingungen erforderliche Energie dem ihn umströmenden Medium entnimmt. Die unmittelbar unterhalb der Dichtungsleiste sich bildenden Wirbel sind, d. i. das kennzeichnende Merkmal dieser Schwingungsart, nicht stabil, sie fallen nach kurzer Zeit zusammen, um sich im nächsten Augenblick wieder zu erneuern. Der Rhythmus dieser Schwingungen wird durch die Eigenfrequenz des Federbleches gesteuert. Nicht immer

bleiben diese Schwingungen auf die Dichtungsanordnung beschränkt, sie können vielmehr unter gewissen Voraussetzungen, wenn auch mit einer weitaus geringeren Frequenz, auf den ganzen Walzenkörper übergehen. Verantwortlich für diese letztgenannten Schwingungen ist das schwingungsempfindliche, gekoppelte System, bestehend aus der Walze und aus der Hubkette, besonders dann, wenn die Hubkette, wie meistens üblich, in einer bestimmten Neigung zu der Lotrechten angeordnet ist, so daß der Durchhang der Kette der Wirkung einer federnden Aufhängung gleichkommt. Die Querschwingungen der Kette können in solchen Fällen mit bloßem Auge wahrgenommen werden; die Schwingungen der Walze äußern sich durch Kapillarweller an der Stauspiegel-Oberfläche. Dort wo solche Federkasten-Schwingungen beim Absenken des Walzenkörpers aufgetreten sind, konnten sie in den meisten Fällen ohne großen Aufwand und ohne daß an der Dichtung etwas geändert werden mußte, beseitigt werden, besonders dann, wenn der gefährliche Wirbelraum hinter der Dichtungsleiste durch Einfügen einer Leitwand beseitigt wurde. So wurde bei den Versenkwalzen Mixnitz des Murkraftwerkes in der Steiermark durch Anbringen einer Zahnleiste im unterwasserseitigen Abfallboden die Schwingungen fast auf den ganzen Hub- und Absenkbereich behoben. Verbleibt eine kritische Spalthöhe, bei der die Beseitigung nicht gelingt, so muß diese im Betrieb möglichst rasch durchgeföhrt werden.

Ein anderer Fall, wo sich bei der Versenkwalze zuweilen Schwingungen einstellen können, liegt beim Überströmen des Verschlusses vor (Abb. 10). Über diese Art der Schwingungen, die bei allen Arten von überströmten Wehrkörpern auftreten können, sind zahlreiche Modellversuche durchgeführt worden, die auch durch Beobachtungen am fertigen Bauwerk ergänzt wurden. Man hatte ursprünglich angenommen, daß die Steifigkeit des Verschlusskörpers allein für diese Erscheinungen verantwortlich zu machen ist und die Messungen haben diese Vermutung insofern bestätigt, als festgestellt werden konnte, daß bei torsionsweichen Systemen die Schwingungen hauptsächlich als Drehschwingungen auftreten und den Rhythmus des schwingenden Überfallstrahles gemäß ihrer Eigenfrequenz steuern. Doch schwingen bekanntlich unter besonderen Verhältnissen Überfallstrahlen auch über feste Wehre, so daß die nicht ausreichende Steifigkeit des Verschlusskörpers nicht als die einzige Ursache für das Auftreten solcher Schwingungen angesehen werden kann. Der dünne Überfallstrahl stellt vielmehr ein labiles Gebilde dar, das durch relativ schwache Impulse zu Schwingungen angeregt werden kann. Diese Impulse scheinen von der zwischen Überfallstrahl und Wehrkörper eingeschlossenen Luftmasse auszugehen, indem diese Luftmasse infolge der Sogwirkung des Strahles einer periodischen Verdünnung und Verdichtung ausgesetzt ist. Durch Störkörper, die außen am Walzenmantel in angemessenen Abständen und in angemessener Anzahl angebracht werden, wird der dünne, zum Schwingen neigende Überfallstrahl aufgeteilt, wodurch einerseits eine unmittelbare Belüftung des Raumes unter dem Strahl erfolgt und andererseits die Wurfweiten der verschiedenen Abschnitte verschieden groß werden und das Sicheinspielen auf eine bestimmte Frequenz erschweren. Abb. 11 bis 13 zeigen einige Phasen dieses Vorganges.

Auch bei den Aufsatzklappen von Walzenwehren zeigen sich zuweilen ähnliche Schwingungserscheinungen, die auf dieselben Ursachen, wie oben angeführt, zurückzuführen sind. Hier stellen auf den Klappenrand aufgeschweißte, zweckmäßig geformte Strahlzerteiler das sichere Abhilfemittel dar. In fast allen vorkommenden Fällen können auf diese Weise die Schwingungen beseitigt werden.

Zum Schluß wäre noch etwas über die statischen Probleme des Walzenwehrbaues und über die spezielle konstruktive Ausgestaltung des Walzenkörpers zu sagen. Die von Carstanjen bei seinen ersten Walzenkörpern angewandten Konstruktionsprinzipien, insbesondere in bezug

Die Anordnung der Längs- und Querversteifungen, konnten auch, nachdem neuere Berechnungsmethoden und statische Modellversuche vorlagen, grundsätzlich beibehalten werden (Abb. 14). Einer besonderen Klärung bedurfte das Problem der Beulsicherheit des Mantelbleches durch den Versuch, da für alle praktisch vorkommenden Fälle die Beulspannung im plastischen Bereich liegt und weil von

ringförmige Abweichungen von der streng geometrischen Form nur einen geringen Einfluß auf die Höhe der Beulspannung zur Folge haben. Für den plastischen Beulbereich konnte der Verfasser, vom Tetmajerschen Modul ausgehend, einen einfachen Ausdruck für die Bestimmung der kritischen Spannung aufstellen, der mit den Ergebnissen der anschließend durchgeführten Versuche in sehr

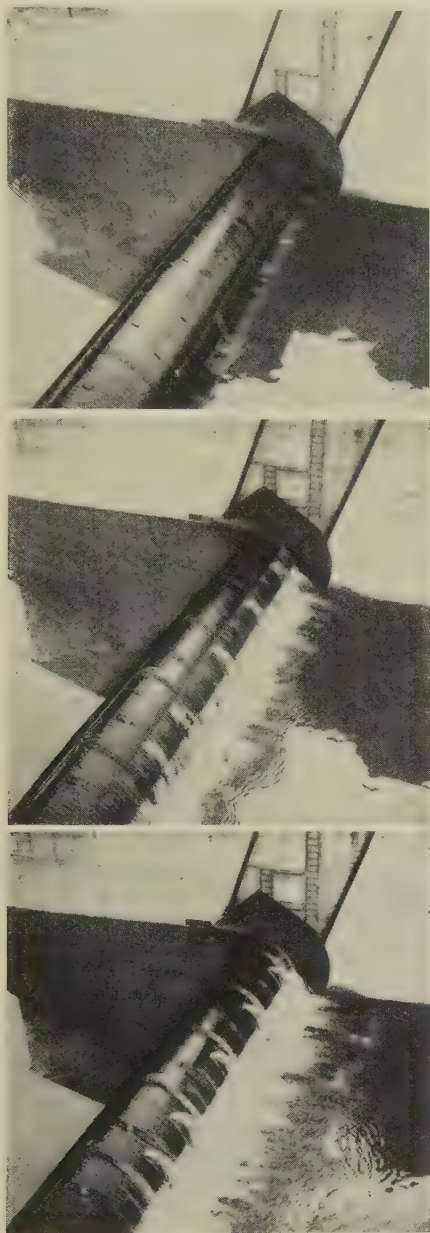


Abb. 11 bis 13. Einzelne Phasen beim Absenkvorgang, die zunehmende Wirkung der Störplatten auf den Überfallstrahl veranschaulichend.

der Klärung dieser Frage auch die zweckmäßige Ausbildung der Längsversteifungen und die Wahl ihres gegenseitigen Abstandes abhängt. Um diese Fragen zu klären und insbesondere um auch festzustellen, inwiefern Abweichungen von der geometrisch strengen Kreiszylinderform des Mantelbleches vom Einfluß auf die Höhe der Beulspannung sein können, hat der Verfasser 1931 im Werk Gustavsborg der MAN Versuche an einer größeren Anzahl von Modellkörpern mit verschiedenen Verhältnissen zwischen Zylinderdurchmesser und Wandstärke des Mantelbleches durchgeführt. Abb. 15 zeigt die Belastungsvorrichtung mit einem solchen Versuchskörper. Die Ergebnisse waren sehr aufschlußreich und bestätigten unter anderem auch die Vermutung, daß im vorliegenden Falle, wo die Dehnung der Mantelfläche einen ausschlaggebenden Einfluß ausübt, ge-

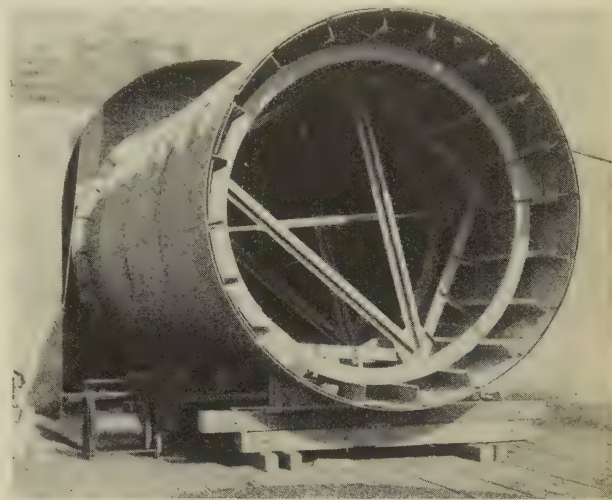


Abb. 14. Blick in das Innere der Versenkwalze nach Abb. 7. Haupt- und Zwischenquerrahmen mit den Längsversteifungen.



Abb. 15. Versuchseinrichtung für die Biegebeulversuche an Walzenkörpern.

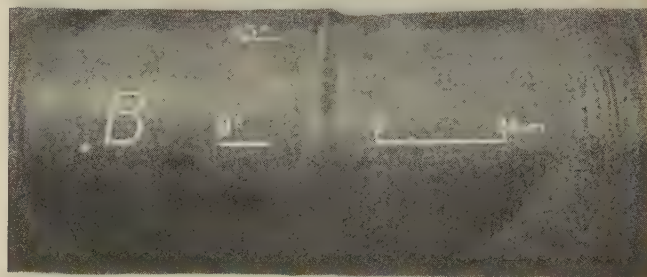


Abb. 16. Wellenbildung bei einer Versuchswalze nach dem Ausbeulen infolge Biegebeanspruchung.

guter Übereinstimmung stand. Abb. 16 zeigt die Wellenbildung bei einer Versuchswalze im Bereich der reinen Biegung. Gleichzeitig mit diesen Versuchen wurde auch die Brauchbarkeit einer Berechnungsmethode für die Bestimmung der Endscheiben von Walzenwehren überprüft, über die seinerzeit berichtet worden ist¹.

Auch die Ausbildung der im Inneren des Walzenkörpers in angemessenen Abständen anzuordnenden Querrahmen

¹ Mitteilungen der „Gutehoffnungshütte“ 1935, Heft 9.

konnte durch Versuche und rechnerische Untersuchungen geklärt und zum Teil vervollkommen werden (Abb. 14). Da der Walzenkörper aus hydraulischen Gründen unten mit einem Stauansatz versehen wird, um den zylindrischen Staukörper dem Anprall und der Sogwirkung des Durchflußstrahles zu entziehen, wird gerade der größere Teil des anfallenden Wasserdruckes auf dem Umweg über die Quer-



Abb. 17. Verlauf des Torsionsmomentes bei angehobener Walze zwischen dem angetriebenen und dem nichtangetriebenen Ende.

rahmen in die Walze übertragen. Da diese Querrahmen wegen des großen Walzendurchmessers meist fachwerkartig ausgebildet werden müssen, ist das besondere Augenmerk denjenigen Rahmenstäben zu schenken, die unter der maßgebenden Belastung auf Knickung beansprucht sind.

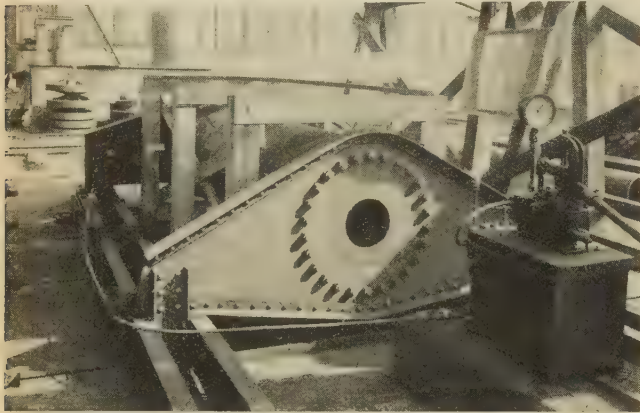


Abb. 18. Versuchseinrichtung für die Torsionsbeulversuche an Walzenkörpern.

Außer auf Biegung ist die Walze auch auf Torsion und Schub beansprucht. Entsprechend der Eigenart der Lagerung, die am angetriebenen Ende in bezug auf die Kräftewirkung eine andere ist als am nicht angetriebenen Ende, ergibt sich auch ein besonderer Verlauf des Torsionsmomentes Abb. 17, der durch einen Vorzeichenwechsel zwischen dem nicht angetriebenen und dem angetriebenen Ende gekennzeichnet ist. Die Größe der Torsionsspannung

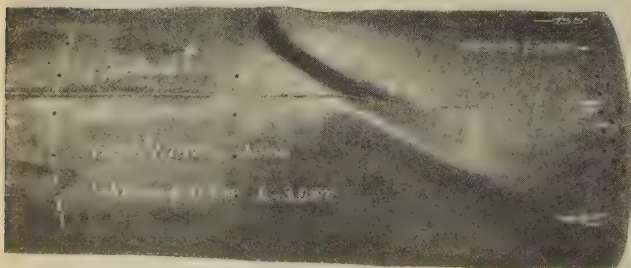


Abb. 19. Wellenbildung nach Überschreiten der kritischen Torsionsbelastung.

ist bekanntlich bei einem gegebenen Torsionsmoment außer von der Wandstärke von der vom Tragzylinder eingeschlossenen Querschnittsfläche abhängig, und da diese Fläche groß ist, ist die Torsionsspannung im allgemeinen relativ klein. Lediglich vom Gesichtspunkt der Beulsicherheit erschien es wünschenswert, eine Klärung durch Versuche an reduzierten Modellen herbeizuführen. Diese

wurde mittels einer besonderen Vorrichtung (Abb. 18) von Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. F. Schleicher † und von Dipl.-Ing. K. Neumann †, Gustavsburg, ebenfalls im Jahre 1931 durchgeführt. Es ergab sich eine sehr befriedigende Übereinstimmung zwischen den Versuchswerten und den auf Grund der Theorie zu erwartenden Beulspannungen. Abb. 19 zeigt die Wellenbildung, aus deren Verlauf zu



Abb. 20. Heberwalzenmodell mit eingebauten Piezometerröhren.

erkennen ist, welche wichtige Rolle den Längssteifen bei der Verhütung eines vorzeitigen Ausbeulens zukommt.

Auch mit einer Heberwalze wurden 1937 Versuche in der Glasgerinne der staatlichen Versuchsanstalt in Wien und anschließend in der Wasserbau-Versuchsanstalt in Gustavsburg durchgeführt, wobei aus einer größeren Anzahl von Modellen eine befriedigende Form entwickelt werden konnte (Abb. 20). Es zeigte sich, daß durch einen allmählichen stetigen Übergang zwischen der Innenwand des Hebers und dem anschließenden Tosbeckenboden (Abb. 21) ein hoher Wirkungsgrad (bis zu 94 %) erreicht werden kann, wobei sich gleichzeitig durch die den Durchflußstrahl überlagernde Druckwalze ein relativ ruhiger Abfluß im Bereich der unbefestigten Sohle ergibt. Um die Löschung der bei größeren Fallhöhen gewaltigen lebendigen Kraft

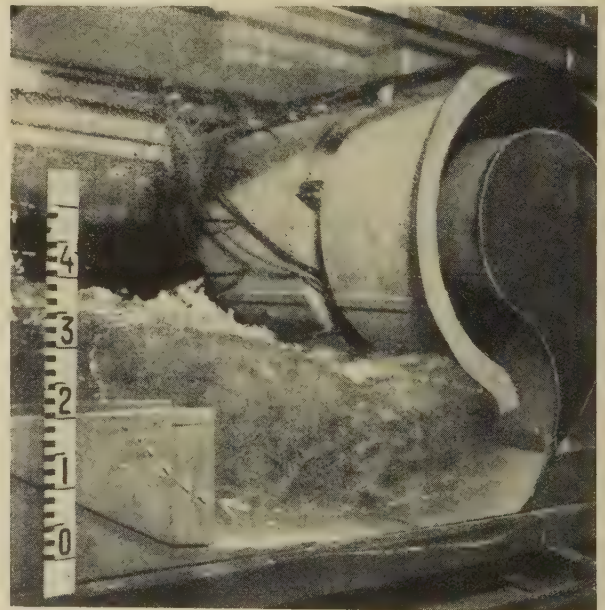


Abb. 21. Heberwalze im Glasgerinne bei maximaler Förderleistung. Tosbecken mit „Energievernichtern“ nach dem Diffusorprinzip. Durchflußstrahl mit Deckwalze.

die einer Leistung von mehreren zehntausend PS entspricht, noch wirksamer zu gestalten, wurde bei den Modellversuchen eine kammartige Schwelle erprobt, die durch Ausnutzung der Diffusor-Bremswirkung eine zusätzliche Verzögerung der Strömung hervorbringt (Abb. 21). Abb. 22 zeigt die Vorgänge im Inneren des Hebers bei kleinen Fördermengen; bereits bei sehr geringen Wassermengen

en konnte eine kontinuierliche Förderung aufrechterhalten werden, so daß der Regelbereich sehr groß war. Auch die Toleranz, die zum Anspringen erforderlich war, erwies sich als sehr klein².

Walzen sind bereits in größerer Anzahl auch in geweißter Bauweise ausgeführt worden, zum Teil auch für

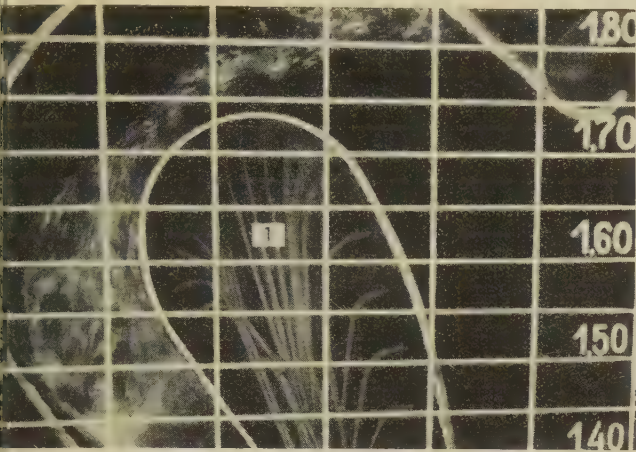


Abb. 22. Teilansicht in das Innere des Heberwalzenmodells bei Teilförderung.

die skandinavischen Länder, wo sie unter schwierigen Betriebsverhältnissen arbeiten. Auch in dieser Ausführung haben sie sich bewährt, die Gewichtsersparnis war gegenüber der genieteten Bauweise beträchtlich. Die Verhältnisse schwanken naturgemäß, je nachdem, ob es sich um die normale Ausführung oder um die sogenannte aufgelöste Bauweise handelt, bei der der Dichtungsschild sich über die ganze Stauhöhe erstreckt und der Walzenzylinder von der Stauwand getrennt lediglich die Funktion als Tragkörper-

² Über diese Versuche soll besonders berichtet werden.

bestandteil übernimmt³. Wie in allen ähnlich gelagerten Fällen wurden auch hier die Montage-Rundstöße genietet.

Wie jedes Wehrsystem, das sich in der langjährigen Praxis bewährt hat, so hat auch das Walzenwehr sein besonderes Anwendungsgebiet, wo es gegenüber anderen Systemen seine Vorrangstellung behauptet. Als besonderes Anwendungsgebiet kommen Wehröffnungen mit großer Lichtweite bis zu 40 m und darüber und von mittlerer Stauhöhe von etwa 4—7 m in Frage. Die Normalwalze für die Wehranlage Raanaasfos/Norwegen weist bei einer Stauhöhe von 6,50 m eine Lichtweite von 45 m auf. Heute werden häufig und mit Vorteil die Walzenverschlüsse mit anderen Verschlussarten kombiniert angeordnet und ergeben dadurch eine für die Gesamtanlage in jeder Hinsicht vorteilhafte Lösung.

Besonders bemerkenswert ist bei den Walzenwehren die einfache Anordnung der Notverschlüsse. Diese ergibt sich einerseits aus der robusten Bauweise des Verschlusses selbst und andererseits aus dem Umstand, daß das Walzenwehr hauptsächlich für kleinere und mittlere Stauhöhen Anwendung findet. Es werden entweder laufend in der Wehrsohle abgestützte Verschluss tafeln verwendet, die von einem Schwimmgerüst aus eingesetzt und herausgehoben werden können, oder—bei kleineren Stauhöhen bis zu etwa 6 m— an den Walzenkörpern befestigte Nadellehnen benützt, gegen die sich die Nadeln, meistens aus dünnwandigen Rohren bestehend, abstützen.

In seinen letzten Lebensjahren befaßte sich Carstanjen besonders eingehend mit hydraulischen Problemen. Aus allen Weltteilen liefen nach dem Erscheinen seines Buches ständig Anfragen bei ihm ein, die er stets bereitwillig und mit der gewohnten Gewissenhaftigkeit und Gründlichkeit beantwortete. Der Verfasser gedenkt in tiefer Dankbarkeit des Vertrauens, dessen ihn Geheimrat Carstanjen würdigte, indem er ihn bei der Bearbeitung dieser Fragen zur Mitarbeit heranzog.

³ Die ersten geschweißten Walzen dieser Art sind für die Wehranlage Laholm/Norwegen 1930 entworfen und gebaut worden.

Ein Rechenschieber zur Auswertung des Stokesschen Gesetzes beim Aräometerversuch

Von Dipl.-Ing. Rudolf Enders, Hamburg

OK 518.5 : 624.131.2

Das Stokessche Gesetz¹ über die Fallgeschwindigkeit von Körnern in Flüssigkeiten, das die Grundlage für die Korngrößenbestimmung beim Aräometerversuch bildet, wird in den meisten Fällen mit Hilfe von Nomogrammen ausgewertet. Es kann einfacher und rascher ausgewertet werden mit Hilfe eines Rechenschiebers, der im folgenden beschrieben wird. Den Rechenschieber kann man mit einfachen Mittel selbst herstellen.

Die Grundgleichung von Stokes für die Fallgeschwindigkeit von Körnern in Flüssigkeiten lautet:

$$v = \frac{H_r}{T} = \frac{g \cdot d^2 \cdot (\gamma_s - \gamma_w)}{18 \cdot \eta} \quad [\text{cm/s}], \quad (1)$$

oder umgeformt:

$$d^2 = \frac{18 \cdot H_r \cdot \eta}{g \cdot T \cdot (\gamma_s - \gamma_w)} \quad [\text{cm}^2]. \quad (1a)$$

Darin ist

v [cm/s]	die Fallgeschwindigkeit,
T [s]	die Fallzeit,
H_r [cm]	die Fallhöhe,
η [g/cm·s]	die Zähigkeit der Flüssigkeit,
g [cm/s ²]	die Erdbeschleunigung,
d [cm]	der Durchmesser der Körner,
γ_s [g/cm ³]	die Wichte (das spezifische Gewicht) der Körner,
γ_w [g/cm ³]	die Wichte der Flüssigkeit (beim Aräometerversuch die Wichte des Wassers).

Die Maßeinheit der Zähigkeit η ist im CGS-System angegeben. Für die Umrechnung (nach DIN 1342: Zähigkeit) in das technische Maßsystem gilt:

$$981 \eta \text{ [g/cm·s]} = \eta \text{ [g·s/cm}^2\text{]} \\ \text{CGS-System} \quad \text{techn. Maßsystem}$$

Damit und mit $g=981 \text{ cm/s}^2$ wird die Gleichung (1a) zu:

$$d^2 = \frac{18 \cdot H_r \cdot \eta \cdot 981}{981 \cdot T \cdot (\gamma_s - \gamma_w)} = \frac{18 \cdot \eta}{(\gamma_s - \gamma_w)} \cdot \frac{H_r}{T} \quad [\text{s}]. \quad (2)$$

Nach Erweiterung mit 10^5 und mit $\frac{18 \cdot \eta \cdot 10^5}{(\gamma_s - \gamma_w)} = A$ ergibt sich

$$10^5 \cdot d^2 = A \cdot \frac{H_r}{T}. \quad (3)$$

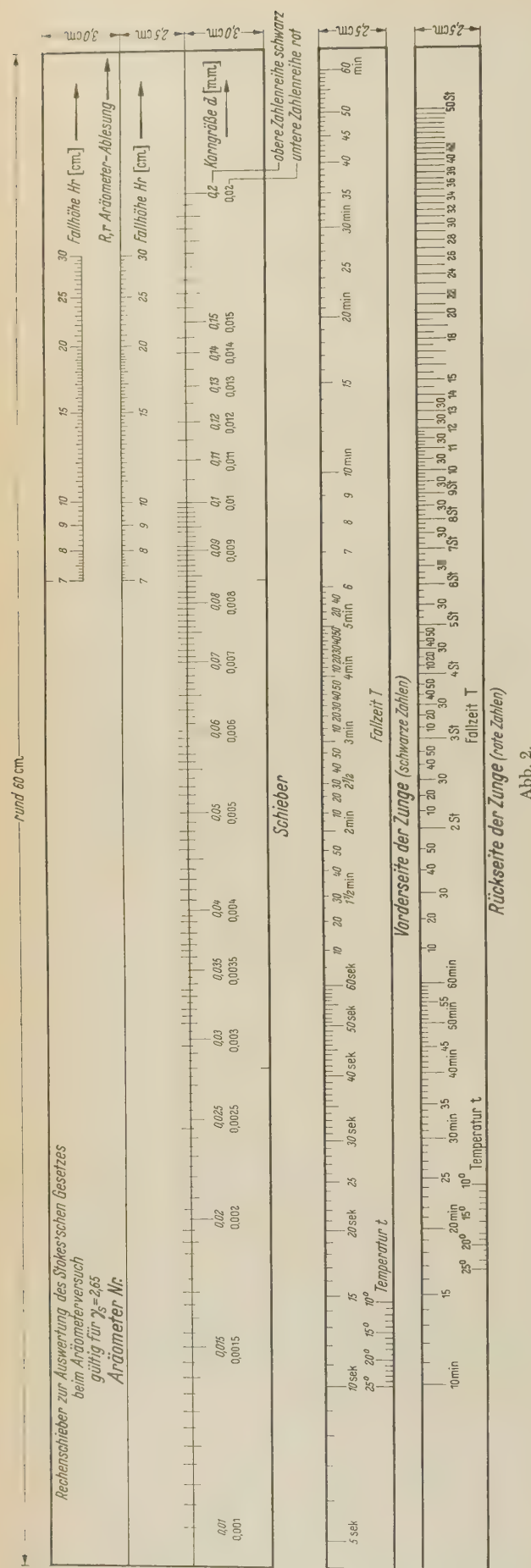
Da der Schlammversuch mit Wasser ausgeführt wird, dessen Stoffgewicht mit guter Näherung unveränderlich mit $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$ angenommen werden darf, ist der Ausdruck A von der Temperatur des Wassers und von der Wichte der Körner abhängig. Auf den Einfluß beider Größen wird später eingegangen.

In logarithmischer Schreibweise lautet die Gleichung (3):

$$5 \cdot \lg 10 + 2 \cdot \lg d = \lg H_r - \lg T + \lg A. \quad (3a)$$

Die logarithmische Einheit (eine Zehnerpotenz) der Leitern für H_r , T und A ist also gleich, während die Einheit der Leiter für d die doppelte Länge hat. Die Grund-

¹ Transactions of the Cambridge Philosophical Society 1845 und 1851.



einteilung des Schiebers für H_r und d zeigt Abb. 1. Praktisch benötigt werden etwa die Werte $H_r = 7$ cm bis $H_r = 30$ cm, zwischen denen die Eichwerte des Aräometers aufzutragen sind. Die Einheit der H_r -Leiter wird zweckmäßig 20 cm groß gewählt.

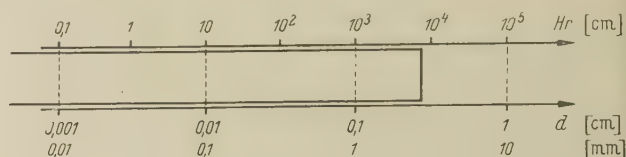


Abb. 1. Grundeinteilung der H_r -Leiter und der d -Leiter.

Die Einheit der d -Leiter muß also 40 cm lang sein. Für den praktischen Gebrauch wird etwa der Bereich von $d = 0,001$ mm bis $d = 0,1$ mm benötigt, das sind 2 Einheiten mit einer Länge von 80 cm. Damit der Rechenschieber aber nicht unhandlich lang wird, kann die d -Leiter in 2 Teilen untereinander aufgetragen werden (Abb. 2.). Der obere Teil umfaßt in schwarzer Farbe den Bereich $d = 0,01$ bis 0,2 mm, der untere in roter Farbe den Bereich $d = 0,001$ bis 0,02 mm.

Am oberen Rand der Zunge wird die Zeit T aufgetragen, die logarithmische Einheit hat die gleiche Länge wie die der H_r -Leiter, nämlich 20 cm. Entsprechend der Aufteilung der d -Leiter wird auch die T -Leiter geteilt. Auf der Vorderseite der Zunge wird in schwarzer Farbe der Bereich 5 s bis 60 min, auf der Rückseite in roter Farbe der Bereich 10 min bis 50 St aufgetragen (Abb. 2.).

Beim Gebrauch des Rechenschiebers sind jeweils nur die schwarzen T - und d -Leitern oder die roten zusammen zu verwenden.

Für das Additionsglied A der Gleichung (3 a) gibt Tabelle 1 die zum Auftragen der Temperatur notwendigen Zahlenwerte für $\gamma_s = 2,65$ g/cm³ (η in Abhängigkeit von der Temperatur s. z. B. Hütte III, 28. Auflage 1956, S. 889). A ist so am unteren Rand der Vorderseite der Zunge aufzutragen, daß $A = 1$ unter $T = 1$ s oder $A = 10$ unter $T = 10$ s liegt; $T = 1$ s wird nicht benötigt, die T -Leiter beginnt daher erst mit 5 s. Auf der Rückseite der Zunge ist $A = 10$ unter $T = 1000$ s = 16,67 min aufzutragen. Aufgetragen wird A , als Zahlenwert wird die entsprechende Temperatur nach Tabelle 1 angegeben (z. B. auf der Vorderseite der Zunge: $A = 14,56$, aufgetragen unter $T = 14,56$ s, Zahlenwert 10^0).

Tabelle 1.

A in Abhängigkeit von der Temperatur t für $\gamma_s = 2,65$ g/cm³ und $\gamma_w = 1$ g/cm³.

t	10°	11°	12°	13°	14°	15°	16°	17°
A	14,56	14,17	13,77	13,38	13,06	12,71	12,38	12,08
t	18°	19°	20°	21°	22°	23°	24°	25°
A	11,76	11,49	11,23	10,94	10,69	10,45	10,21	9,97

Der Rechenschieber wird zweckmäßig nach Abb. 2 (ohne Eintragung der Eichwerte) auf lichtpausfähiges Papier gezeichnet. Die Eichwerte werden auf der Pause eingetragen. Der Schieber wird auf Zeichenkarton, die Vorderseite der Zunge gegen die Rückseite geklebt.

Der Rechenschieber ist nur gültig für $\gamma_s = 2,65$ g/cm³. Er kann auch für andere Wichten verwendet werden, wenn die gemessene Temperatur in eine „rechnerische“ Temperatur umgerechnet wird. Der Fehler, der bei Verwendung ohne Umrechnung der Temperatur entsteht, ist jedoch so gering, daß er innerhalb der Zeichengenauigkeit der Kornverteilungslinie liegt. Für Körner mit der Wichte $\gamma = 2,60$ g/cm³ ergibt der Rechenschieber Korndurchmesser, die um rund 2 v. H. zu klein sind.

Über die Anwendung der Biegungstheorie orthotroper Platten auf die Berechnung schiefer Balkenbrücken

Von M. Naruoka und H. Yonezawa, Kyoto, Japan

JK 624.27.036.2.073.1.04

1. Einleitung

Die Verfasser haben die Biegungstheorie orthotroper Platten und ihre Anwendung auf die Berechnung gerader Balkenbrücken untersucht. Sie fanden hierbei eine Erklärung für Ergebnisse der experimentellen Spannungsanalyse gerader Balkenbrücken, die mit dem üblichen Berechnungsverfahren nicht erklärt werden konnten. Von in anderen Ländern durchgeführten Forschungen über die Biegungstheorie orthotroper Platten und ihrer Anwendung und zu erwähnen die Arbeiten von Y. Guyon, Ch. Massonet, P. B. Morice, G. Little, K. Sattler und J. Trencs. Wenn die Biegungstheorie der orthotropen Platte und ihre Anwendung weiterhin erforscht wird, wird sie beim Entwerfen von Balkenbrücken an Stelle der gegenwärtig üblichen Verfahren anzuwenden sein.

Viele schiefe Brücken sind wie die Träger einer geraden Balkenbrücke berechnet worden, ohne daß der Einfluß der Schiefe auf die Biegemomente von Balken und Platten berücksichtigt worden wäre. Es gibt einige Forschungsarbeiten über schiefe Brücken, wie z. B. die Arbeiten von N. M. Newmark, aber die Ergebnisse seiner experimentellen Versuche sind nicht in einer Theorie schiefer Brücken gelöst.

Von diesem Gesichtspunkt aus haben die Verfasser als ersten Schritt versucht, die orthotrope Parallelogrammplatte nach der Methode endlicher Differenzen zu berechnen, danach die Ergebnisse auf die Berechnung eines zusammengesetzten oder RCT-Trägers anzuwenden und schließlich die an einem Modell einer schiefen Balkenbrücke gemessenen Werte mit den in dieser Arbeit beschriebenen rechnerischen Ergebnissen zu vergleichen.

2. Einführung der Gleichung endlicher Differenzen für die orthotrope Parallelogrammplatte

Die Berechnung einer isotropen Parallelogrammplatte nach dem Verfahren endlicher Differenzen ist von F. L. Ehasz und V. P. Jensen untersucht worden, aber, soweit den Verfassern bekannt, ist die Berechnung der orthotropen Parallelogrammplatte nach dem Verfahren endlicher Differenzen dort nicht behandelt.

Nach M. T. Huber lautet die Differentialgleichung für die Durchbiegung der orthotropen Platte wie folgt:

$$B_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + B_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x, y), \quad (1)$$

B_x (B_y) = die Biegesteifigkeit der Platte in der x (y)-Richtung,

$2H = \nu_y B_x + \nu_x B_y + 4C$ = die reduzierte Drehsteifigkeit,

$q(x, y)$ = die verteilte Belastung.

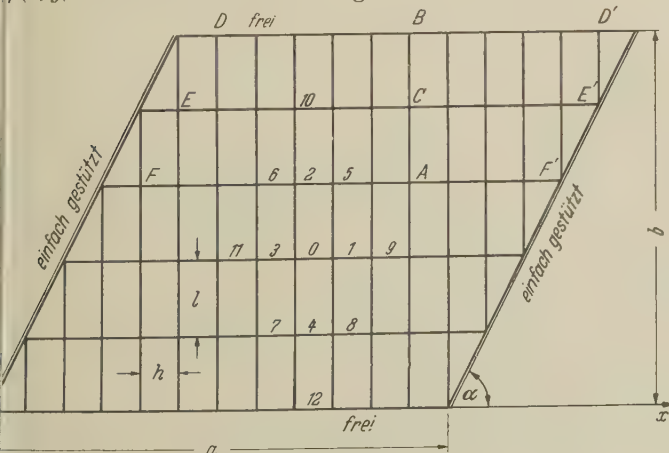


Abb. 1.

Es werde angenommen, daß zwei Kanten parallel zur X-Achse und die X- und Y-Achsen symmetrische Elastizitätsachsen sind.

Die Differentialgleichung (1) wird nach der Methode der endlichen Differenzen unter der Annahme $H^2 = B_x B_y$ folgendermaßen ausgedrückt (Abb. 1):

$$\begin{aligned} & \left(6r^2 s^2 + 8t + 6 \frac{1}{s^2} \right) w_0 - (4r^2 s^2 + 4t) (w_1 + w_3) - \left(4t + 4 \frac{1}{s^2} \right) \cdot \\ & \cdot (w_2 + w_4) + 2t (w_5 + w_6 + w_7 + w_8) + r^2 s^2 (w_9 + w_{11}) + \frac{1}{s^2} \cdot \\ & \cdot (w_{10} + w_{12}) = - \frac{h^2 l^2}{B_y} \cdot q, \end{aligned} \quad (2)$$

wo h (l) der Abstand zwischen zwei benachbarten Punkten in X (Y)-Richtung,

$$r = \sqrt{B_x/B_y}, \quad t = H/B_y, \quad s = l/h.$$

Den Randbedingungen entsprechend ist Gl. (2) für die Eckpunkte oder ihre benachbarten Punkte umzuformen.

Wir betrachten die in Abb. 2 dargestellte einfache schiefe Balkenbrücke als orthotrope Parallelogrammplatte und nehmen die Richtung der Hauptträger als X-Achse und die der Querträger bzw. der kurzen Spannweite der Platte als Y-Richtung an.

In Abb. 2 sei angenommen, daß zwei Seiten ($y = 0$ und $y = b$) freie (ungestützte) Kanten und die beiden anderen einfach gestützt sind. Wir können schreiben, daß das Biegemoment (m_y) und der Stützendruck (r_y) für die freien Kanten Null ist, ähnlich wie im Falle rechteckiger Platten. Jedoch ist es eine Frage, wie die Randbedingungen für die einfach gestützten Kanten zu wählen sind. Für die Randbedingungen der einfach gestützten Kanten der Parallelogrammplatte lt. Abb. 2 ist es besser, das Biegemoment

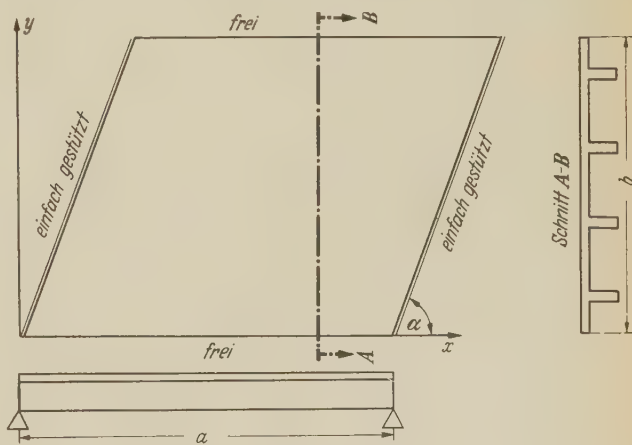


Abb. 2.

in Richtung der X-Achse und die Verbiegung für die einfach gestützte Kante als Null anzunehmen, während das Biegemoment senkrecht zur einfach gestützten Kante für die isotrope Platte Null ist.

Die bei Anwendung dieser oben beschriebenen Randbedingungen auf die Eckpunkte und benachbarten Punkte eingeführten Gleichungen der endlichen Differenzen sind in Gl. (3) bis Gl. (10) dargestellt und auf verschiedene Punkte der Abb. 1 bezogen. In dieser Darstellung sind die Poissonschen Zahlen ν_x und ν_y als Null angenommen und die Linien — und = beziehen sich auf die freie bzw. einfach gestützte Kante.

Wenn in Gl. (3) bis (10) $h = l$ und $B_x = B_y = H$ angenommen wird, so fallen sie beinahe mit der Gleichung zusammen, die V. P. Jensen für die isotrope um 45° schiefe Platte nachgewiesen hat.

Die Differenzengleichungen (6) und (7) und die von V. P. Jensen unterscheiden sich geringfügig von-

und die tatsächliche Breite im Verhältnis zur Spannweite groß ist. Um in solcher Weise die schiefe Balkenbrücke

für Punkt A

		$\frac{1}{s^2}$		
	$2l$	$-4l - 4\frac{1}{s^2}$	$2l$	
$r^2 s^2$	$-4r^2 s^2 - 4l$	$5r^2 s^2 + 8l + 6\frac{1}{s^2}$	$-4r^2 s^2 - 4l$	$r^2 s^2$
	$2l$	$-4l - 4\frac{1}{s^2}$	$2l$	
		$\frac{1}{s^2}$		

$$= \frac{h^2 l^2}{By} q(3)$$

für Punkt B

$r^2 s^2$	$-4r^2 s^2 - 4l$	$5r^2 s^2 + 8l + 2\frac{1}{s^2}$	$-4r^2 s^2 - 4l$	$r^2 s^2$
	$4l$	$-8l - 4\frac{1}{s^2}$	$4l$	
		$2\frac{1}{s^2}$		

$$= \frac{h^2 l^2}{By} q(4)$$

für Punkt C

	$2l$	$-4l - 2\frac{1}{s^2}$	$2l$	frei
$r^2 s^2$	$-4r^2 s^2 - 4l$	$5r^2 s^2 + 8l + 5\frac{1}{s^2}$	$-4r^2 s^2 - 4l$	$r^2 s^2$
	$2l$	$-4l - 2\frac{1}{s^2}$	$2l$	
		$\frac{1}{s^2}$		

$$= \frac{h^2 l^2}{By} q(5)$$

für Punkt D

0	$5r^2 s^2 + 8l + 2\frac{1}{s^2}$	$-4r^2 s^2 - 4l$	$r^2 s^2$	frei
$4l$	$-8l - 4\frac{1}{s^2}$	$4l$	$-\frac{h^2 l^2}{By} q(6)$	
	$2\frac{1}{s^2}$			

für Punkt D'

$r^2 s^2$	$-4r^2 s^2 - 4l$	$5r^2 s^2 + 8l$	0
0	0	0	gestützt

$$= \frac{h^2 l^2}{By} q(7)$$

für Punkt E

0	$5r^2 s^2 + 8l + 5\frac{1}{s^2}$	$-4r^2 s^2 - 4l$	$r^2 s^2$
l	$-4l - 4\frac{1}{s^2}$	$2l$	$-\frac{h^2 l^2}{By} q(8)$
	$\frac{1}{s^2}$		

für Punkt E'

$2l$	$-4l - 2\frac{1}{s^2}$	l	frei
$r^2 s^2$	$-4r^2 s^2 - 4l$	$5r^2 s^2 + 8l + 4\frac{1}{s^2}$	0
l	0	0	gestützt

$$= \frac{h^2 l^2}{By} q(9)$$

für Punkt F

0	$5r^2 s^2 + 8l + 5\frac{1}{s^2}$	$-4r^2 s^2 - 4l$	$r^2 s^2$
l	$-4l - 4\frac{1}{s^2}$	$2l$	$-\frac{h^2 l^2}{By} q(10)$
	$\frac{1}{s^2}$		

Gleichungen 3 bis 10.

einander, weil die Bedingungen, unter welchen die einfach gestützten Kanten betrachtet sind, voneinander abweichen.

Die Werte ω , m_x und m_y für die rechteckige Platte ($B_x/B_y=64$, $H^2=B_x B_y$, $b/a=1/2$), die einer teilweisen

als orthotrope Parallelogrammplatte zu betrachten, wollen wir die Fälle $B_x/B_y = 9, 64$ und 196 unter der Annahme $H^2 = B_x B_y$ und $v_x = v_y = 0$ erörtern.

Der Fall $B_x/B_y = 9$ hat Bedeutung als typischer Fall eines Trägerrostes, $B_x/B_y = 64$ ist der Fall einer schiefen

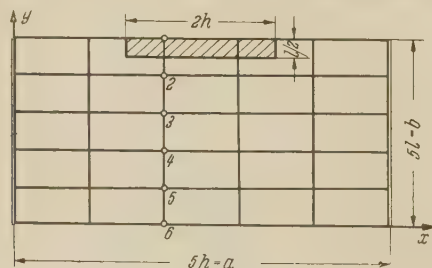


Abb. 3a.

Belastung nach Abb. 3a ausgesetzt ist, sind aus der obigen Gleichung berechnet, um die Genauigkeit der Berechnung nach der Methode der endlichen Differenzen zu prüfen. Die Werte sind in Abb. 3b dargestellt und mit den analytischen Werten, die mit der Annahme $H^2 = B_x B_y$ und $v_x = v_y = 0$ erhalten wurden, verglichen. Es ist verständlich, daß man mit Hilfe der Methode endlicher Differenzen ein befriedigendes Ergebnis erhalten kann.

3. Anwendung der Theorie der orthotropen Parallelogrammplatte auf die schiefe Balkenbrücke

Bemerkenswert scheinen die Kennzeichen der schiefen Balkenbrücke für den Fall, daß der Schiefewinkel klein

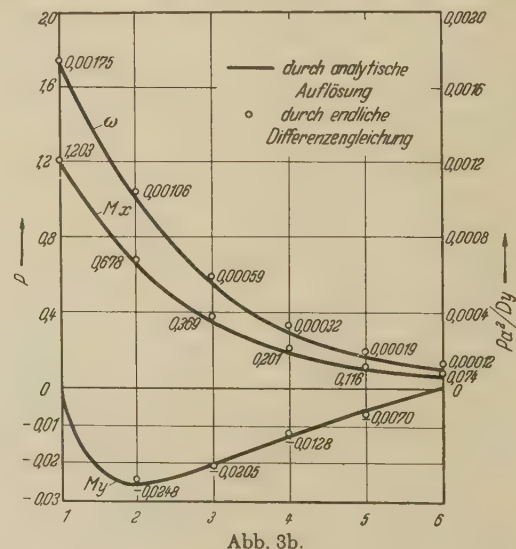
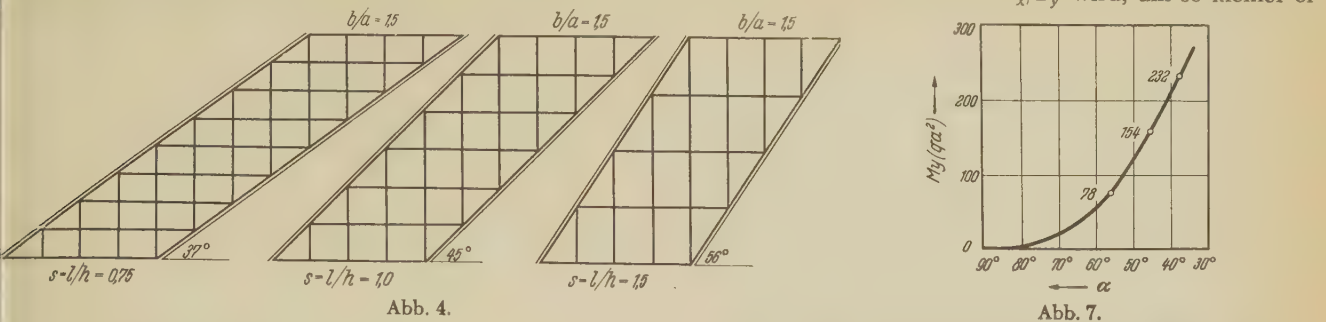


Abb. 3b.

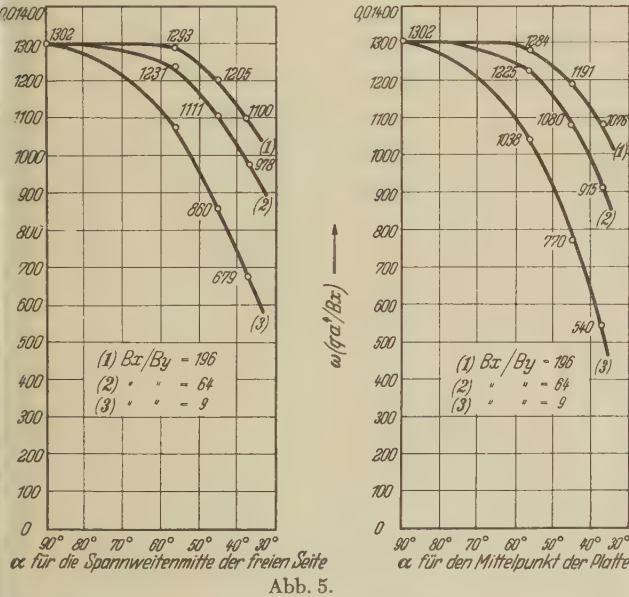
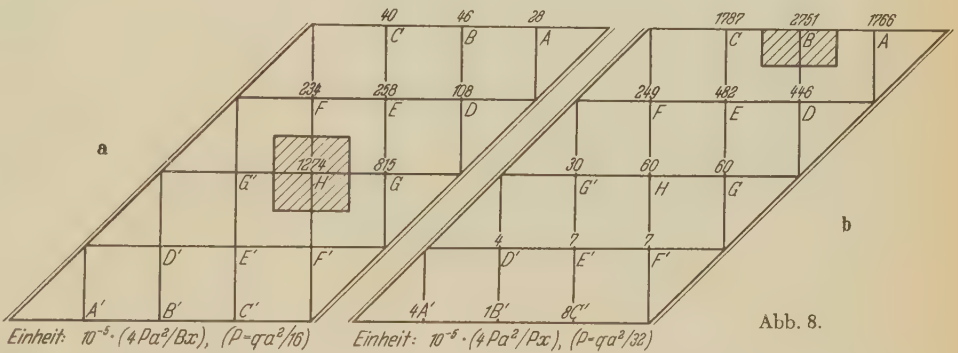
Stahlbeton-T-Trägerbrücke und $B_x/B_y = 196$ der Fall einer schiefen Brücke aus parallel liegenden Balken ohne Quertträger. Mit Benutzung der Gleichung endlicher Differenzen

für die Verhältnisse $h = a/4$, $b/h = 0,75$, $1,0$ und $1,5$ gegeben sich lt. Abb. 4:

Abb. 5 bis 7 für den Fall $b/a = 1,5$ dargestellt. Je kleiner der Wert von a oder B_x/B_y wird, um so kleiner er-



a) Die Beziehungen zwischen den Werten des Schiefwinkels α und den Werten ω , m_x und m_y bei gleichmäßig verteilter Belastung ($B_x/B_y = 9$, 64 und 196 , $b/a = 1,5$). Die Beziehungen zwischen den Werten der Durchbiegung ω , des Biegemoments m_x (m_y) in Richtung der Hauptträger (der kurzen Spannweite der Platte) und dem Schiefwinkel sind in



geben sich die Werte von ω und m_x und dagegen um so größer der Wert m_y . Zum Beispiel beträgt m_x für die schiefe Brücke etwa 80 % (70 %) des Wertes für die gerade Brücke im Fall $B_x/B_y = 64$ und $\alpha = 45^\circ$ (37°).

Diese Eigenschaft könnte nicht erkannt werden, wenn die übliche Berechnungsmethode oder die Berechnung der orthotropen Rechteckplatte auf die schiefe Balkenbrücke angewandt wird. Qualitativ stimmen sie mit den Ergebnissen der von V. P. Jensen durchgeführten Untersuchungen der isotropen Parallelogrammplatte überein. Diese Merkmale sind beachtenswert.

b) Die Werte von ω , m_x und m_y für Einzellasten auf einer um 45° schiefen Balkenbrücke ($B_x/B_y = 64$, $b/a = 1$).

Um die Verteilung einer konzentrierten Radlast auf die einzelnen Hauptträger zu erforschen, ist die 45° schiefe Balkenbrücke für den Fall $b/a = 1$ zu berechnen. Abb. 8a und 8b zeigen die Durchbiegungen in der Mitte der Spannweite der freien Kante und des Mittelpunktes der Platte durch eine verteilte Teilbelastung. In Abb. 8 ist die schraffierte Fläche die belastete.

Die Einflußlinien für das Biegemoment in Richtung der Hauptträger m_x , für die Mitte der Spannweite der freien Kante und für den Mittelpunkt der Platte zeigt

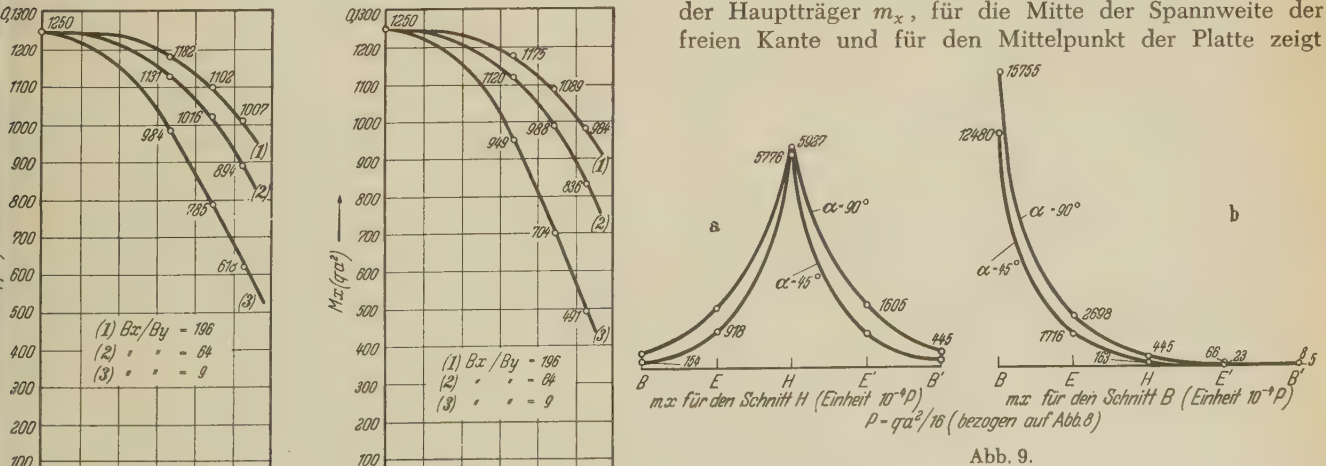


Abb. 9a und 9b für die Last auf der Strecke $a/2$, im Vergleich zu den Werten für eine gerade, nach der Theorie der orthotropen Rechteckplatte berechneten Balkenbrücke.

Das größte Biegemoment für den mittleren Träger ist klein, verglichen mit dem einer geraden Balkenbrücke. Insbesondere dann, wenn die freie Kante lt. Abb. 8b belastet ist, beträgt das Biegemoment bei der schiefen Brücke nur 80 % von dem einer geraden Balkenbrücke. Damit ist es klar, daß bei der schiefen Balkenbrücke die Lastverteilung auf die einzelnen Hauptträger unbedeutend ist im Vergleich mit der bei einer geraden Balkenbrücke, d. h. die mittragende Wirkung auf die einzelnen Träger ergibt sich geringer.

Weiter sind die Werte von m_y bei belastetem Punkt H in Abb. 10 dargestellt. Die eingeklammerten Werte be-

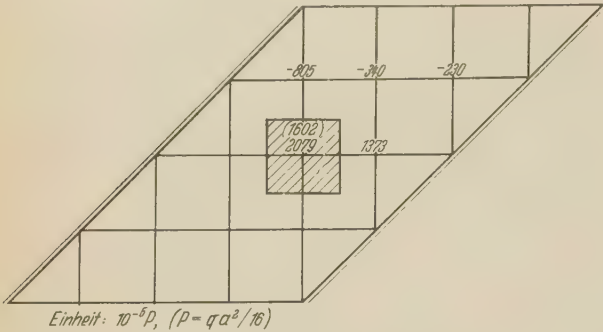


Abb. 10.

ziehen sich auf den Fall einer geraden Balkenbrücke. Der Belagträger und die Platte sind unter Verwendung des Werts von m_y berechnet. Im Fall einer verteilten Teilbelastung ist m_y bei einer schiefen Balkenbrücke größer als bei der geraden. Das gleiche ist bei verteilter Vollbelastung der Fall.

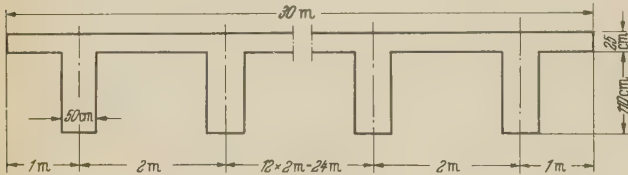


Abb. 11.

Diese Berechnungsergebnisse fallen mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen von Newmark und C. P. Siess zusammen.

Nach dieser Überlegung ist es verständlich, daß die Berechnung der schiefen Balkenbrücke nach der üblichen Methode oder mit Hilfe der Theorie der orthotropen Rechteckplatte nicht anwendbar ist und eine vernünftige Analyse, die die charakteristischen Merkmale der schiefen Balkenbrücke berücksichtigt, benutzt werden muß.

4. Die Anwendung auf die Berechnung einer einfachen schiefen Stahlbeton-Balkenbrücke

Diese Berechnung soll auf eine schiefe einfache Balkenbrücke aus Stahlbeton angewandt und mit der einer geraden Balkenbrücke verglichen werden.

Die Stahlbeton-Balkenbrücke, deren Querschnitt in Abb. 11 zu sehen ist (Spannweite 20 m, effektive Breite 30 m, $B_x/B_y = 64$), ist durch die über die ganze Fläche verteilte Last $q = 350 \text{ kg/m}^2$ belastet. Die Durchbiegung (ω) und das größte Biegemoment (m_x) für den Schnitt in Mitte der Spannweite des Randbalkens und das Biegemoment (m_y) in der Plattenmitte sind aus der Tabelle 1 zu ersehen.

Tabelle 1.

Schiefewinkel	Durchbiegung im mittl. Querschnitt des Randbalkens	Biegemoment im mittl. Querschnitt des Randbalkens	Biegemoment in der Platte
90°	4,33 mm	35,0 tm	100 kgm/m
56°	4,13 mm	31,5 tm	108 kgm/m
45°	3,67 mm	28,0 tm	216 kgm/m
37°	3,27 mm	24,5 tm	325 kgm/m

In dieser Tabelle sind die Werte ω und m_x für die gerade Brücke nach der Theorie der orthotropen Rechteckplatte berechnet und der Wert m_y nach der üblichen Formel $m = q l^2/10$, die in den neuen japanischen Bestimmungen für stählerne Straßenbrücken vorgesehen ist.

Aus der Tabelle geht hervor, daß die Durchbiegung und das Biegemoment im Hauptträger um so kleiner werden, je größer der Schiefewinkel ist, während das Biegemoment in der Platte mit dem größeren Winkel ebenfalls wächst. Das bedeutet, daß man, wenn die schiefe Balkenbrücke ersatzweise als gerade berechnet wird, für das Biegemoment des Hauptträgers sichere, aber für das Biegemoment der Platte gefährliche Ergebnisse erhält.

5. Versuch am Modell einer schiefen Brücke

Im Folgenden sollen die Versuchsergebnisse am Modell einer 45° schiefen Brücke (aus Gußeisen), die einer Linienlast ausgesetzt ist, mit den Ergebnissen der Berechnung verglichen werden. Die Spannweite der Modellbrücke ist 20 cm und die Abmessungen des Querschnitts sind aus Abb. 12 zu ersehen.

Auf dem Photo ist der Belastungsprüfing (kleinste Skalenteilung = 4 kg), eine kleine Winde, Gestell für die Belastung und die Belastungsvorrichtung zu sehen. Die Last von 200 kg ($2 C = 5 \text{ cm}$) ist auf dem Mittelpunkt des Randbalkens oder des Mittelträgers an Stelle der konzentrierten Last aufgebracht. Die Spannungen im Querschnitt der Spannweitenmitte jedes Balkens und im Viertelquerschnitt des Randbalkens werden durch den elektrischen Widerstand eines straff gespannten geeichten Drahtes gemessen. Der Youngsche Modus des Modellmaterials ist $E = 1,05 \cdot 10^6 \text{ kg/m}^2$. Er wurde durch einen Zugversuch mit einem aus dem Modellmaterial herausgeschnittenen Probestück erhalten.

Die Ergebnisse des Modellversuches sind auf Abb. 13a, 13b und 13c dargestellt. Die Abb. enthält die für die schiefe Brücke berechneten Werte (nach der Methode endlicher Differenzen), für die gerade Brücke (nach der analytischen Theorie der orthotropen Rechteckplatte) und nach

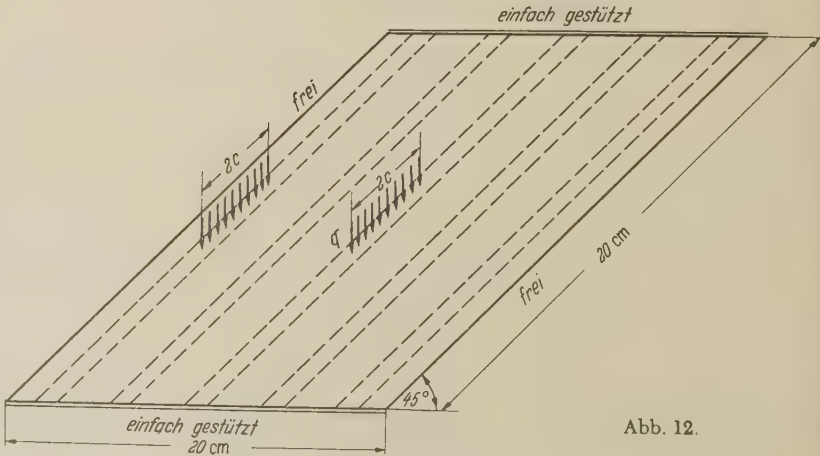
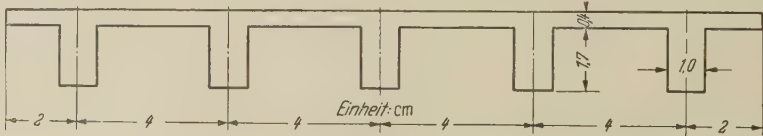


Abb. 12.

dem üblichen Berechnungsverfahren. Das in Abb. 13 angegebene gemessene Biegemoment ist aus den gemessenen Spannungen errechnet worden. Der Stand der Lastverteilung über die einzelnen Balken und auch die Anti-

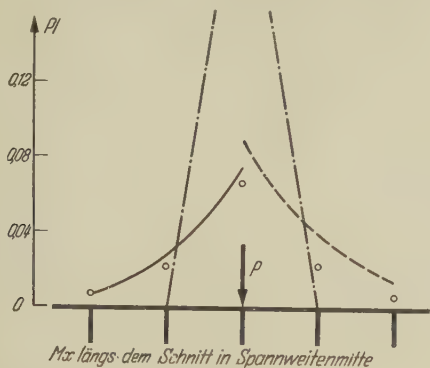


Abb. 13 a.

gemessene Werte; — — — — — übliches Verfahren; — — — — — als orthotrope Rechteckplatte; — — — — — nach Theorie des Verfassers.

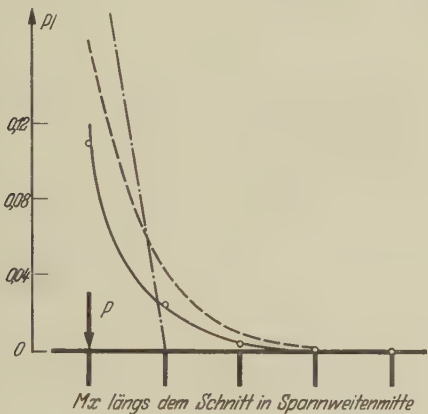


Abb. 13 b.

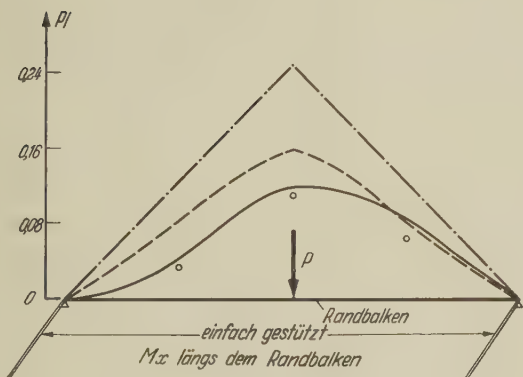


Abb. 13 c.

symmetrie der Momentenlinie für den Randträger, die nach der Theorie für die schiefe Balkenbrücke berechnet sind, stimmen mit den Ergebnissen der Messung überein.

Andererseits unterscheiden sich die nach dem üblichen Berechnungsverfahren oder nach der Theorie der orthotropen Rechteckplatte erhaltenen Werte beträchtlich von den gemessenen.

Es kann aus diesen Ergebnissen des Versuchs am Modell einer schiefen Balkenbrücke geschlossen werden, daß die in diesem Aufsatz beschriebene Methode für die Untersuchung der schiefen Balkenbrücke hinreichend anwendbar ist.

6. Schlußwort

Die schiefe Balkenbrücke wurde nach der Methode endlicher Differenzen als orthotrope Parallelogrammplatte, bei der zwei gegenüberliegende Kanten frei und die beiden anderen einfach gestützt sind, untersucht. Die Durchbiegung oder das Biegemoment in der Richtung der Hauptträger, die Platte oder der Dielenträger wurden für die

Fälle verschiedener Werte des Schiefewinkels und des Verhältnisses B_x/B_y berechnet und diese berechneten Werte den entsprechenden einer geraden Balkenbrücke gegenübergestellt. Aus den Ergebnissen dieser Untersuchung geht deutlich hervor, daß die Berechnung einer schiefen Brücke nach dem üblichen Verfahren oder nach der Theorie der



Abb. 14. Modellbrücke.

orthotropen Rechteckplatte unbrauchbar und ein rationelles Verfahren notwendig ist. Die in diesem Aufsatz beschriebene Berechnungsmethode der orthotropen Parallelogrammplatte erfüllt diesen Zweck vollauf. Das geht aus der

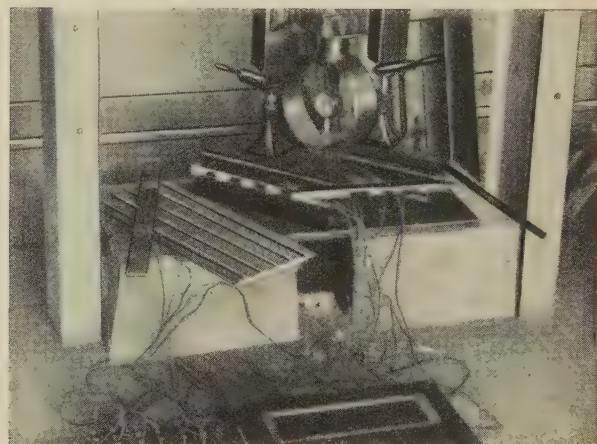


Abb. 15. Versuchseinrichtung.

Tatsache hervor, daß Versuche an dem Modell einer 45° schiefen Balkenbrücke mit den Ergebnissen der in diesem Aufsatz beschriebenen Untersuchung übereinstimmen.

In diesem Aufsatz sind nur einige Fälle der Werte b/a und B_x/B_y unter der Annahme $K = H / \sqrt{B_x B_y} = 1$ betrachtet worden, und auch der Fall, daß die tatsächliche Weite im Vergleich mit der Spannweite groß ist, ist im Aufsatz behandelt worden.

Für den Fall anderer Werte von b/a , B_x/B_y und K werden ähnliche Ergebnisse zu erhalten sein.

Wir setzen die Untersuchung der Berechnung fort und wollen die Ergebnisse in nächster Zukunft veröffentlichen.

Literatur:

1. Y. Cuyon: Ann. Ponts et Chauss. Sept.-Oct. (1946) S. 553.
2. Ch. Massonet: Abh. Intern. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau 10 (1950) S. 147.
3. P. B. Morice and G. Little: The Structural Engineer 32 (1954) S. 83.
4. K. Sattler: Bauingenieur 30 (1955) S. 77.
5. K. Trenks: Bauingenieur 29 (1954) S. 372.
6. F. L. Ehasz: Transactions Amer. Soc. Civil Eng. 111 (1946) S. 1011.
7. V. P. Jensen: University of Illinois Bulletin, No. 332 (1941).
8. N. M. Newark, C. P. Siess and W. M. Peckhem: University of Illinois Bulletin, No. 375 (1948).

Kurze Technische Berichte

DK 627.6.001.573 (565.21)

Modellversuche für die Nordmole des Hafens Samsun (Schwarzes Meer)

1. Die Aufgabe

Im September 1954 beauftragte die Firma Philipp Holzmann AG, Frankfurt a. M., die Wasserbauversuchsanstalt der Technischen Hochschule Lausanne mit der Ausführung einer ersten Reihe von Modellversuchen zur Klärung verschiedener Stabilitätsprobleme der Nordmole des Hafens Samsun am Schwarzen Meer (Nordküste der Türkei, Abb. 1). Ende November 1954 erteilte die gleiche Firma den Auftrag auf eine zweite

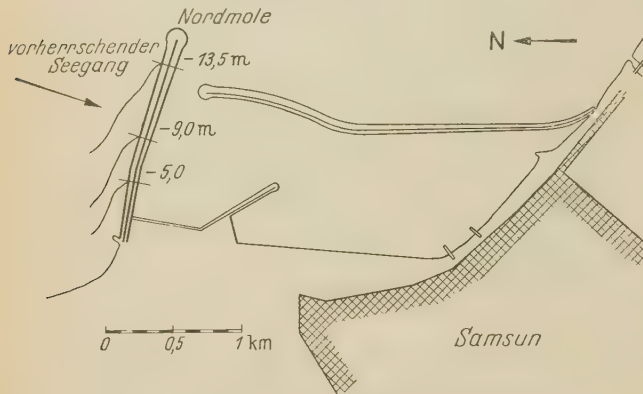


Abb. 1. Übersichtsplan des Hafens Samsun (Türkei).

Reihe von Versuchen, deren Ziel war, konstruktive Folgerungen zu prüfen, welche die auftraggebende Firma aus den Ergebnissen der ersten Versuchsreihe gezogen hatte. Dabei war die Aufgabe gestellt, ein Querprofil der Mole, eine Bauart der Böschungsbefestigung und eine Form der Molenkrone so zu bestimmen, daß das Gesamtbauwerk ausreichende Stabilität gegenüber frontalen Wellenangriffen bei einer Wellenlänge $2L = 93$ bis 140 m und einer Wellenhöhe $2h = 4,0$ bis $7,0$ m besaß.

2. Die Versuchseinrichtung

Für die Durchführung der Versuche stand ein Becken von 32×23 m² Fläche mit einer maximalen Wassertiefe von 1,0 m

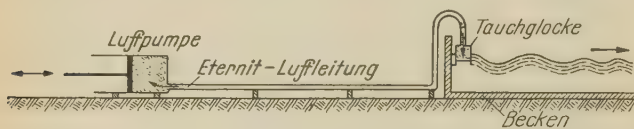


Abb. 2. Schema des Wellenerzeugers.

zur Verfügung, das unter freiem Himmel steht und mit einem pneumatischen Wellenerzeuger (Abb. 2) ausgestattet ist, der aus folgenden Teilen besteht:

1. 1 Antriebsmotor von 35 PS;
2. 2 Kolbenluftpumpen mit einer Kolbenfläche von je 80×80 cm² und einem Hub von etwa 1,0 m;
3. Rohrleitungen aus Eternit, ϕ 150 mm, welche die Luftpumpen mit den „Glocken“ verbinden;
4. 6 „Glocken“, d. h. metallische Hauben — etwa wie Staubsaugerdüsen geformt — von 3,80 m Länge, die man je nach Wunsch an einer der vier Seiten des Versuchsbeckens befestigen kann.

Diese Anlage kann Wellen von 1 bis 2 m Länge und 3 bis 12 cm Höhe erzeugen. Die Wellenlänge wird durch Regulierung der Geschwindigkeit des Motors verändert, die Wellenhöhe ändert sich mit dem Kolbenhub der Luftpumpen. Die sehr leichten Eternit-Luftleitungen und Tauchglocken aus Aluminium können an jeder Beckenseite angebracht werden, so daß man die Wellen auf jeder der vier Seiten des Beckens, stets also parallel zu einer der beiden zueinander rechtwinkligen Beckenachsen erzeugen kann.

Die Anstalt führt ihre Versuche im allgemeinen im Maßstab 1 : 40 bis 1 : 70 durch, wobei sie eine ausgezeichnete Übereinstimmung zwischen Modell und Wirklichkeit feststellte, falls die Topographie und das Material des Untergrundes im Modell genau genug reproduziert waren. Ebenso wichtig ist die Ähnlichkeit zwischen den Oberflächen der Hafenbauwerke, welche

dem Seegang ausgesetzt sind, und deren Wiedergabe im Modell. Die Versuche für die Nordmole Samsun wurden im Maßstab 1 : 70 ausgeführt.

3. Entwicklung der Meßmethoden

Ein besonderes Problem bei Versuchen dieser Art bildet die Messung von Länge, Höhe und Periode der Wellen sowie der am Bauwerk auftretenden Kräfte. Die dabei angewandten Methoden waren folgende:

Zur Messung der Wellenhöhe und -periode wandte man u. a. Widerstandssonden an, die eine gleichzeitige Anzeige der Wellenhöhe an verschiedenen Punkten des Versuchsbeckens ermöglichen. Diese Sonden bestehen aus je zwei metallischen Stäben von einigen mm Durchmesser, die voneinander ungefähr 1 cm Abstand halten. Gemessen wird die elektrische Leitfähigkeit der Sonde, die mit einem Wechselstrom von 50 Hz be-



Abb. 3. Das Versuchsbecken. 1 Wasserfläche des Beckens, 2 Modell der Mole, 3 Wellenerzeuger, 4 Häuschen für die Meßapparate.

schickt wird, mit Hilfe eines kathodischen Oscillographen, in dem die Auswanderung eines Lichtpunktes aus seiner Ruhelage beobachtet wird. Diese Meßmethode ist zwar verhältnismäßig einfach, wird aber unbequem, wenn es darauf ankommt, die Ablesungen im Rhythmus des Wellenganges durchzuführen, wobei je Sekunde etwa zwei Ablesungen nötig werden. Auch zeigten sich an den Elektroden infolge der geringen Frequenzen des verwendeten Wechselstromes elektrochemische Veränderungen, die ihre elektrischen Eigenschaften von einem Versuch zum anderen veränderten.

Man verbesserte diese Methode durch einen empfindlicheren Oscillographen und erprobte auch eine Apparatur, die die Wasserbewegung auf photographischem Papier registriert. Aber dieses Verfahren befriedigte alle nicht völlig. Man suchte deshalb die Lösung auf anderem Wege, indem die Druckänderungen in einer bestimmten Tiefe beim Durchgang der Wellen gemessen wurden. Dafür verwendete man eine Einrichtung zur Messung schnell veränderlicher Drücke, die von der Firma Vibro-Meter in Freiburg/Schweiz hergestellt wird und aus einer Sonde besteht, welche die Druckänderungen in Änderungen der Selbstinduktion von Spulen transformiert, die sich in der Sonde befinden. Die Sonde wird an eine elektronische Apparatur angeschlossen, die ein mit Lichtstrahlen arbeitendes Registriergerät in Tätigkeit setzt. Diese erstmals für die Untersuchung der Nordmole Samsun angewandte Methode lieferte gute Resultate. Allerdings muß die Anordnung vor jedem Versuch geeicht werden, da der Verstärker eine gewisse Unstabilität zeigt, und der meßbare Druck in einer gegebenen Tiefe infolge des Wellendrucks und -soges keine lineare Funktion der jeweils darüber stehenden Wassersäule ist. Für die laufend im Modell verwendeten Wellen ergaben sich Korrekturen bis zu 30 % gegenüber dem hydrostatischen Druck; für Wellen, deren

höhe gegen die Wellenlänge klein ist, sind die notwendigen Korrekturen geringer.

Schließlich wurde eine Methode entwickelt, die die unmittelbare Registrierung der Wasserhöhe erlaubt. Dabei wird die Kapazität zwischen einem lotrecht im Wasser stehenden isolierten elektrischen Draht und dem ihn umgebenden Wasser gemessen. Diese Methode hat folgende Vorteile:

1. Unmittelbare Messung der Wasserhöhe durch die Kapazität, welche sich direkt proportional der eingetauchten Drahtlänge ändert;
2. Nur unbedeutender Meniscus-Effekt¹ infolge Anwendung dünner Drähte statt stabförmiger Elektroden;
3. Möglichkeit, unmittelbar die Bewegungen der Wasseroberfläche zu registrieren und den Höhenunterschied zwischen aufeinanderfolgendem Wellenberg und Wellental zu messen;
4. Möglichkeit, mehrere Meßstellen mit einer Apparatur zu verbinden, dadurch die Amplituden an verschiedenen Stellen eines Modells gleichzeitig zu messen und miteinander zu vergleichen;
5. Völlige Unempfindlichkeit gegen Veränderungen der elektrischen Werte des Wassers.

Diese Methode dürfte eine der besten sein, um das Problem der Messung einer Welle im Modell zu lösen.

Zur Messung des Druckes auf die Oberfläche eines Bauwerkes ist das oben beschriebene Vibro-Meter sehr bequem anzuwenden und ersetzt vorteilhaft die früher üblichen mechanischen Dynamometer.

Das Eintreten totaler oder teilweiser Reflexion der Wellen an Bauwerken oder des Brandens der Wellen wurde photographisch und kinematographisch festgehalten, ebenso die Zerstörung eines Bauwerkes. Insbesondere Aufnahmen mit Zeitlupe erwiesen sich dabei als zweckmäßig. Die kinematographischen Aufnahmen halten das Ergebnis der Modellversuche im einzelnen fest und erleichtern die Auswertung der Versuche sehr. Sie erlauben, jederzeit jedes Stadium des Versuchs zu reproduzieren und aus den Beobachtungen gezogene Schlüsse zu überprüfen; auch erleichtern sie die Aufgabe des Versuchsleiters außerordentlich, wenn dieser mit dem Auftraggeber Vor- und Nachteile dieser oder jener Anordnung der Bauwerke zuörtert hat. Schließlich ermöglichen sie einen späteren Ver-

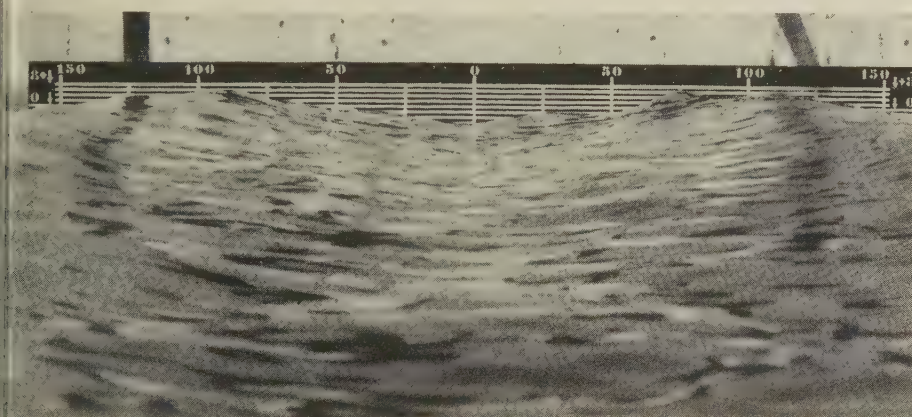


Abb. 4. Photographische Messung von Wellenhöhe und -länge mittels auf die Beckenwand gemalten Maßstabes.

gleich der Ergebnisse des Modellversuchs mit der Wirklichkeit und erlauben der Versuchsanstalt, die Genauigkeit ihrer Methoden immer wieder an der Wirklichkeit zu überprüfen.

4. Allgemeines über die Versuche

Die Versuche über die Nordmole Samsun wurden in einem 7,6 m breiten abgeteilten Streifen des 32 m langen Beckens ausgeführt (Abb. 3). Dabei wurden Wellenlänge und -höhe durch photographische Aufnahme des Wellenprofils gemessen, das sich in einem auf der Beckenwand aufgemalten Maßstab darstellte

¹ An eingetauchten stabförmigen Elektroden bildet sich im Modell-„Seegang“ ein „Meniscus“, d. h. eine Einsenkung oder Erhöhung der Wasseroberfläche; die elektrisch gemessenen Werte für die eingetauchte Elektrodenlänge weichen also von der wirklichen Wellenhöhe um die Höhe des Meniscus ab. Offensichtlich tritt dieser Effekt an dünnen Drähten in bedeutend geringerem Umfange (wenn überhaupt) auf als an stabförmigen Doppelelektroden, die bei der Widerstandsmessung verwendet wurden.

(Abb. 4), außerdem durch Messungen mit dem schon beschriebenen Vibro-Meter. Von jedem Versuch wurden zahlreiche photographische und längere kinematographische Aufnahmen angefertigt. Durch die Wahl des Versuchsmaßstabes 1 : 70 waren



Abb. 5. Brandung auf der seeseitigen Böschung. Mehrere Querschnitte werden gleichzeitig untersucht. Vom Kronenvarianten I und II.

alle Ursachen mangelhafter Ähnlichkeit zwischen Versuchsanordnung und wahrer Natur ausgeschlossen, die sich aus Reibung auf dem Beckenboden oder aus dem Einfluß der Viskosität auf die Formänderung der Welle und die Brandung hätten ergeben können. Abb. 5 zeigt eine normale Form der Brandung auf der Mole.

Der Meeresboden seewärts des untersuchten Molenabschnitts wurde mit seiner wirklichen Neigung bis zu einer Tiefe von 25 m nachgebildet. Noch weiter seewärts hatte das Becken eine gleichmäßige Tiefe von 56 cm entsprechend einer wirklichen Wassertiefe von 40 m und erstreckte sich bis zum Wellenerzeuger im Abstand von 25 m vom Modell der Mole.

Dem Aufbau der Molenmodelle aus „Felsblöcken“, der Wahl der Baustoffe und dem Einbau der Blöcke, welche die Böschungen bilden, wurde besondere Sorgfalt zugewandt, um im Modell dieselben Bedingungen herzustellen wie auf der Baustelle. Die Versuchsanordnung erlaubte es, gleichzeitig mehrere Molenprofile nebeneinander eine- und derselben Sturmbeanspruchung auszusetzen (Abb. 5), wodurch der Vergleich ihres Verhaltens ganz besonders erleichtert war (Abb. 7).

5. Die erste Versuchsreihe

In der ersten Versuchsreihe sollten zwei Molenquerschnitte mit je 2 Varianten für die Ausbildung der Molenkrone auf ihr Verhalten im Seegang untersucht werden. Es handelt sich um die in Abb. 6 dargestellten Profile 4 und 5, die sich im wesentlichen durch die Abdeckung der seeseitigen Böschung an deren Fuß und die Abdeckung der Molenoberfläche auf der Hafenseite unterscheiden. Die Varianten I und II des Kronenbauwerkes unterscheiden sich dadurch, daß bei I die der See zugewandte Fläche geneigt, die dem Hafen zugewandte senkrecht ist; diese Verhältnisse sind bei der Variante II umgekehrt.

Diese Modellquerschnitte wurden folgenden 12 Versuchen unterworfen: Zunächst setzte man das Profil 5 mit der Vari-

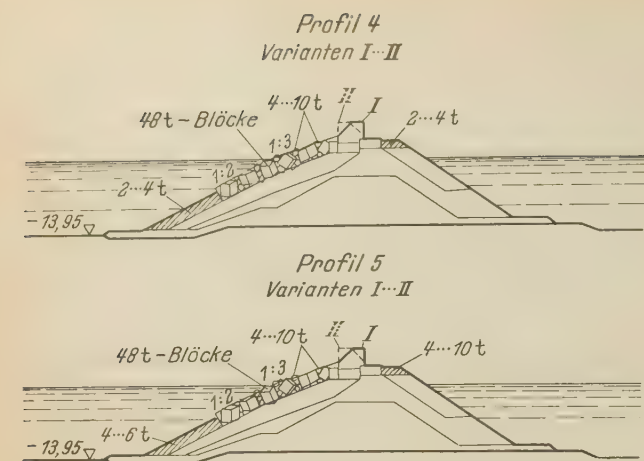


Abb. 6. In der ersten Versuchsreihe bearbeitete Molenquerschnitte.

ante II in 4 Versuchen Sturmbeanspruchungen verschiedener Stärke aus, nämlich:

1. $2h = 4\text{ m}$, $2L = 93\text{ m}$, $t = 8\text{ h } 20\text{ min}$;
2. $2h = 5\text{ m}$, $2L = 116\text{ m}$, $t = 8\text{ h } 20\text{ min}$;
3. $2h = 6\text{ m}$, $2L = 140\text{ m}$, $t = 48\text{ h}$;
4. $2h = 7\text{ m}$, $2L = 140\text{ m}$, $t = 48\text{ h}$.

($2h$ = Wellenhöhe vom Wellenberg zum Wellental gemessen, $2L$ = Wellenlänge zwischen zwei Wellenbergen, t = Dauer des Sturmes.)

Auf diese ersten vier Versuche folgten zwei weitere mit Stürmen von 5 und 6 m Wellenhöhe, bei denen die Molenkrone je zur Hälfte nach Variante I und II ausgebildet war. Hierdurch sollte das Verhalten dieser beiden Varianten miteinander verglichen werden. Als nächstes folgten vier Versuche mit 4, 5, 6 und 7 m Wellenhöhe und den oben genannten weiteren Daten, wobei nunmehr das Profil 4 mit der Kronen-Variante II untersucht wurde. Zum Schluß folgten zwei Versuche mit 5 und 6 m Wellenhöhe am Profil 4, bei denen die Molenkrone wieder je zur Hälfte nach Variante I und II ausgebildet war. Diese Versuchsreihe brachte folgende Ergebnisse:

1. einem Seegang von 4 m Wellenhöhe widersteht das Bauwerk mit allen untersuchten Querschnitten und Varianten gut;



Abb. 7. Wellenangriff auf ein Modell mit (vorn) Kronenvariante I und (hinten) Variante II. Die überschießenden Brecher bei Variante I sind deutlich erkennbar.

2. bei einem Seegang von 5 m Wellenhöhe sind die 48-t-Blöcke noch völlig stabil; nur ein oder zwei schlecht gelagerte Blöcke wurden von den Wellen bewegt. Dagegen bilden sich an der nach Variante I geformten Molenkrone überschießende Brecher und verursachen schon bei dieser Wellenhöhe umfangreiche Schäden an der oberen Abdeckung auf der Hafenseite des Bauwerkes. Bei Variante II des Kronen-Bauwerkes fehlt diese Erscheinung (Abb. 7);

3. bei einem Seegang von 6 m Wellenhöhe zeigten sich erste Schäden von begrenztem Umfang auf der äußeren Böschung durch Fortreißen von 48-t-Blöcken, allerdings nicht während aller Versuche (wahrscheinlich z. T. durch mangelhaften Ein-

bau einiger Teile des Modells verursacht). Die Schäden auf der Hafenseite durch überschießende Brecher sind für diese Wellenhöhe bei Variante I sehr bedeutend, wobei das Gewicht der Abdeckblöcke ohne Einfluß auf den Umfang der Schäden ist. Bei der Variante II sind diese Schäden weniger umfangreich, aber durchaus vorhanden;

4. Bei einem Seegang von 7 m Wellenhöhe widersteht die äußere Böschung der Mole nicht mehr den Beanspruchungen; die 48-t-Blöcke werden fortgerissen (Abb. 8). Die hafenseitige Böschung wird durch das Überschießen der Brecher rasch zerstört, und zwar auch bei der Variante II und Abdeckblöcke von 4 bis 10 t Gewicht.

Diese erste Versuchsreihe zeigte also deutlich, daß die Standfestigkeit des nach Abb. 6 geformten Bauwerkes den Anforderungen nicht genügt.

6. Zweite Versuchsreihe

Die unbefriedigenden Ergebnisse der ersten Versuchsreihe gaben Veranlassung, einen anderen Aufbau des Molenquerschnitts zu entwerfen und im Modellversuch zu prüfen. Dabei wurden fünf Molenquerschnitte untersucht, und zwar die Profile D, E, F, G und H (Abb. 9), jedes davon wieder mit den Varianten I und II für das Kronenbauwerk.

Während man in der ersten Versuchsreihe jeden Molenquerschnitt und jede Variante mit jeder Sturmstärke kombinieren konnte, führte man in der zweiten Versuchsreihe insgesamt fünf Versuche durch, davon vier mit wechselnden Wellenhöhen und -längen. Der erste dieser Versuche dauerte 24 Stunden und unterwarf das Modell folgender Beanspruchung (Sturm-Typ 1):

- $2h = 4,0\text{ m}$, $2L = 93,0\text{ m}$, $t = 2\text{ h}$;
- $2h = 5,0\text{ m}$, $2L = 116,0\text{ m}$, $t = 2\text{ h}$;
- $2h = 6,0\text{ m}$, $2L = 140,0\text{ m}$, $t = 8\text{ h}$;
- $2h = 5,0\text{ m}$, $2L = 116,0\text{ m}$, $t = 6\text{ h}$;
- $2h = 4,0\text{ m}$, $2L = 93,0\text{ m}$, $t = 6\text{ h}$.

Der Aufbau dieses auf- und abschwellegenden Seeganges ist einer natürlichen Wetterentwicklung nachgebildet, bei der der Sturm allmählich aufkommt, stärker wird, sein Maximum erreicht, dann abflaut und schließlich verschwindet. Ähnlich wurde der Typ 2 der „Modellstürme“ aufgebaut: nach 2 Stunden mit 4-m-Wellen, 2 Stunden mit 5-m-Wellen und 2 Stunden mit 6-m-Wellen erreicht der Sturm sein 6 Stunden dauerndes Maximum mit 7-m-Wellen, worauf seine abflauende Periode mit 16 Stunden 6-m-Wellen, 6 Stunden 5-m-Wellen und 14 Stunden 4-m-Wellen folgt. Die den einzelnen Wellenhöhen entsprechende Wellenlänge ist jeweils dieselbe wie in den früheren Versuchen; die ganze Versuchsdauer beträgt 48 Stunden.

Dem ersten Versuch wurden in dem 7,6 m breiten Becker drei Modell-Abschnitte mit den Profilen D, E und F (Abb. 9) gleichzeitig unterworfen (Sturm-Typ 1). Bei D war das Kronenbauwerk zur Hälfte nach Variante I und II ausgebildet, bei E auf $\frac{3}{4}$ der Länge nach Variante II, während $\frac{1}{4}$ ohne Kronenbauwerk blieb. Der Abschnitt F erhielt nur das Kronenbauwerk der Variante I. Das Ergebnis des Versuchs zeigte:

1. Das Bauwerk ist vollständig stabil, keinerlei Zerstörung wurde festgestellt.

2. Bei Profil E werden die Wellen etwas stärker reflektiert als bei F; anscheinend weil die bei E verwendeten Betonblöcke die Wellenenergie weniger gut absorbieren als die bei F aus schließlich verwendeten natürlichen Felsblöcke, die den Wellen keine ebenen Flächen bieten.

3. Der nach Querschnitt D gestaltete Molenabschnitt verzehrt die Wellenenergie größtenteils durch Brandung, bevor die Wellen das Bauwerk erreichen. Nach der Hafenseite überschießende Brecher wurden nicht festgestellt; das Wasser erreichte nicht einmal das Kronenbauwerk.

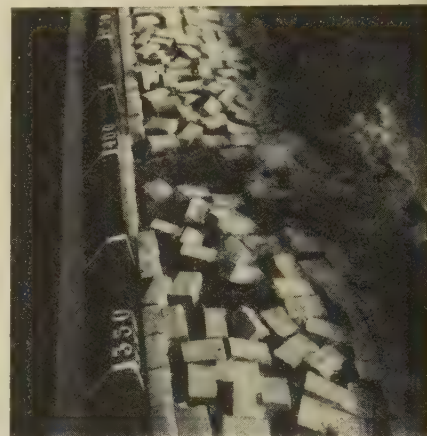


Abb. 8. Das Modell nach 40stündiger Beanspruchung durch 7 m hohen Seegang. Profil 4 Variante II.

Im nächsten Versuch wurden die Profile E und F — je zur Hälfte mit der Kronenvariante I und II ausgestattet — der stärkeren Beanspruchung durch den Sturm-Typ 2 (48 Stunden Dauer, maximale Wellenhöhe 7,0 m) unterworfen. Bei den 4, und 6 m hohen Wellen wurde wieder keinerlei Beschädigung des Bauwerkes beobachtet. Bei den ersten 7-m-Wellen löste

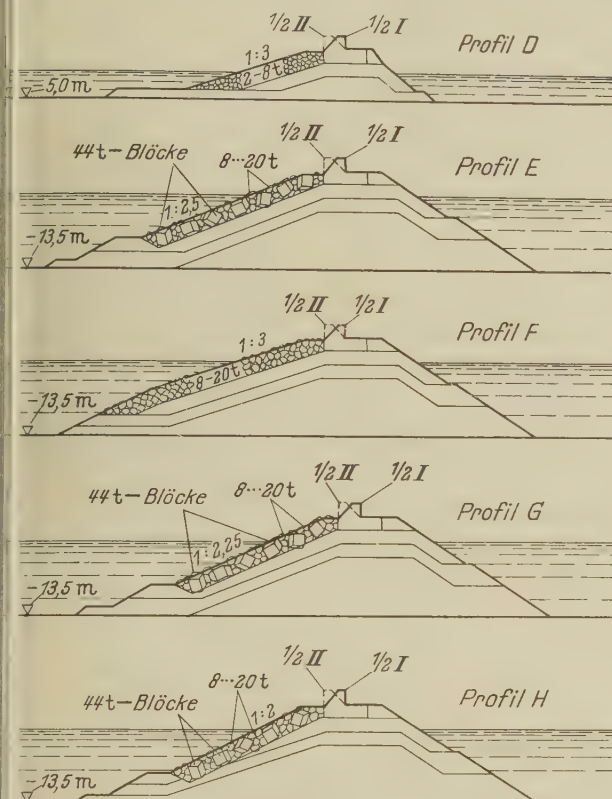


Abb. 9. Profile der zweiten Versuchsreihe.

sch ein Block von 44 t und rollte die Böschung hinab. Außerdem wurden an anderer Stelle einige natürliche Felsblöcke bewegt. Insgesamt blieben aber die aufgetretenen Schäden geringfügig. Festzustellen war allerdings eine leichte Senkung der Böschung aus natürlichen Steinen bei Profil F. Das Überfließen von Brechern nach der Hafenseite tritt bei E etwas stärker auf als bei F, wie überhaupt überschießende Brecher in größerem Umfang auftraten als in der ersten Versuchsreihe, eine Folge der anders gewählten Neigung der seeseitigen Böschung. Trotzdem ergaben sich keine bedeutenden Schäden auf der Hafenseite; nur beim Kronenbauwerk der Variante I wurden leichte Auswaschungen in der Berme bei einer Wellenhöhe von 7 m beobachtet.

Diese Beobachtungen auf der Hafenseite sind bei den Profilen G und H praktisch gleich groß, die eine seeseitig verlagerte Unterwasserberme auf etwa 9 m Wassertiefe besitzen und in einem weiteren Versuch ebenfalls in einem Sturm vom Typ 2 (48 Std., größter Wellengang 7 m) untersucht wurden.

Im nächsten Versuch wurden Molenabschnitte der Profile G und H — wiederum je zur Hälfte mit dem Kronenbauwerk I und II — nochmals einer Beanspruchung durch einen Sturm vom Typ 2 ausgesetzt, wobei gegenüber dem vorangegangenen Versuch die Wassertiefe auf der Seeseite von 13,5 auf 9,0 m herabgesetzt wurde, entsprechend den Verhältnissen im Mittelabschnitt der Nordmole Samsun (vgl. Abb. 1). Das Bauwerk erwies sich bei diesem Versuch ohne die geringsten Schäden als vollkommen stabil. Ein sehr großer Teil der Wellenenergie wurde vor Erreichen der Mole durch Branden vernichtet; dieser Effekt ist natürlich bei den höchsten Wellen am stärksten ausgeprägt. Das Bauwerk wird infolgedessen in diesem Molenabschnitt bedeutend weniger beansprucht als bei den vorher untersuchten Querschnitten.

Um die Möglichkeit zu untersuchen, im Mittelabschnitt der Mole ohne Kronenbauwerk auszukommen, unterwarf man die gleiche Versuchsanordnung (also Profil G und H bei 9 m Wassertiefe) nach Entfernen des Kronenbauwerkes der Variante I noch einem zweistündigen Versuch mit 6-m-Wellen. Auch dabei wurde keinerlei Schaden festgestellt. Die Wellenenergie wurde wiederum durch Brandung vernichtet, bevor die Wellen das

Bauwerk erreichten. Die Mole erwies sich für 9 m Wassertiefe auch ohne Kronenbauwerk als vollkommen stabil.

Die zweite Versuchsreihe zeigte also, daß das nach den Ergebnissen der ersten geänderte Bauwerk nunmehr vollkommen stabil ist. Auf der äußeren Böschung ergaben sich überhaupt keine Schäden, auch nicht bei 7 m Wellenhöhe. Auf der Hafenseite wurden einige Blöcke infolge überschießender Wellen beim Kronenbauwerk mit seeseitig geneigter Flanke (Variante I) bewegt. Diese unbedeutenden Schäden fehlen bei der Variante II, während bei Wassertiefen am Fuß des Bauwerkes von 9,0 m eine von der Mole abgesetzte Brandung erzeugt wird, die keine nennenswerte Beanspruchung des Bauwerkes aufkommen läßt.

7. Ergebnisse der Versuche für den Bau der Nordmole des Hafens Samsun

Die geschilderte experimentelle Untersuchung der Nordmole des Hafens Samsun hat gezeigt, daß eine seewärtige Böschung aus 48-t-Blöcken (Abb. 6) den Angriffen eines Seeganges von 6 bis 7 m Wellenhöhe nicht widersteht und die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes nicht gewährleistet. Im übrigen ist die Mole nicht genügend gegen die Angriffe überschießender Brecher auf die hafenbauseitige Abdeckung geschützt. Diese Mängel können durch schwerere und größere Blöcke nicht beseitigt werden.

Ändert man dagegen das Profil radikal, indem man die äußere Böschung aus natürlichen Felsblöcken von 8 bis 20 t



Abb. 10. Die Molenbaustelle in Samsun im Oktober 1955.

Gewicht aufbaut — mit oder ohne eingestreute Betonblöcke von 44 t —, so erreicht man eine vollständig ausreichende und befriedigende Standfestigkeit des Bauwerkes, wobei sich Verbesserungen noch durch die Formgebung des Kronenbauwerkes erzielen lassen. Diese Bedingungen werden von den in Abb. 9 dargestellten Profilen erfüllt. [Nach D. Bonnard: Bulletin Technique de la Suisse Romande 82 (1956) S. 213.]

Dr.-Ing. Karl-Eduard Naumann, Hamburg.

DK 627.43 (44)

Das Stauwehr an den Stromschnellen der Isère bei Aigueblanche

Eine der Wasserkraftanlagen an der Isère unterhalb der großen Talsperre Tignes¹ (Stauziel + 1790 m NN) mit den Kraftwerken Brevières und Malgovert (UW von Malgovert auf + 807 m NN) ist die Anlage Aiguebelle (UW auf + 319 m NN) mit dem Wehr und der Wasserfassung bei Aigueblanche (Abb. 1) unterhalb des Städtchens Moutiers (Stauziel auf + 471 m NN). Nur das Wehr soll hier beschrieben werden. Das Einzugsgebiet hat bei Aigueblanche eine Größe von 1580 km² und das HHQ wird mit 1600 m³/s angenommen. Die

¹ F. Tölke: Bauingenieur 29 (1954) S. 311 und F. Orth: Wasserwirtsch. Wassertechn. 3 (53) S. 154.

Hochwasserspende beträgt etwa 1000 l/km². Der Stauraum faßt 700 000 m³. Für das nicht geschützte Becken muß bei einer Geschiebemenge von 100 000 bis 200 000 m³/Jahr eine vollständige Verlandung innerhalb einiger weniger Jahre angenommen werden.

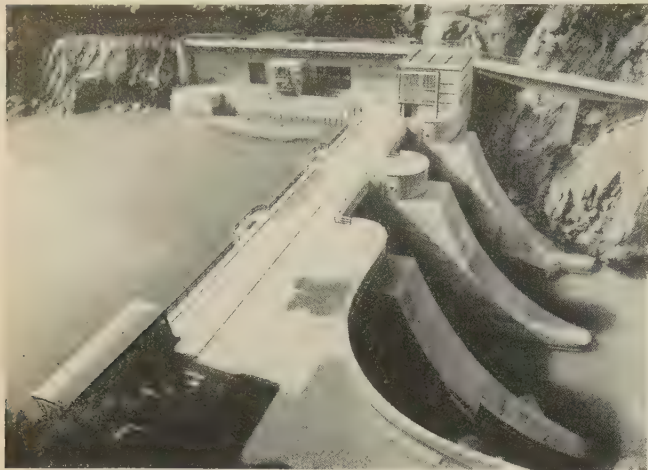


Abb. 1. Blick auf das fertiggestellte Stauwehr.

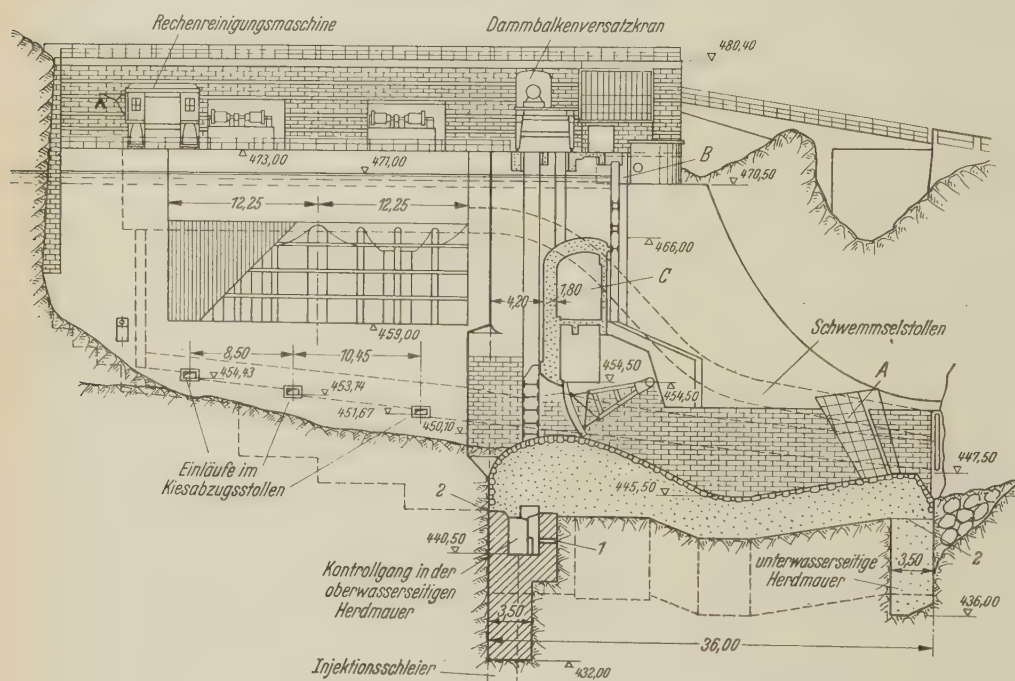


Abb. 2. Schnitt durch die Achse der linken Öffnung des Stauwehres.

A Seitliche Stromablenker für die Ausströmung aus dem Grundablaß. B Bedienungskammer für obere Schütze. C Bedienungskammer für die Grundablässe.
1 Rohre für Wasserdruckmessungen und zur Entnahme von Wasser zu Untersuchungszwecken. 2 Horizontale Fugen zwischen der Herdmauer und dem Gewölbe.

An der Staustelle besitzt das Tal eine über 65 m unter die Sohle der Isère reichende mit Kiessand gefüllte Erosionsspalte. Diese Spalte nimmt in ihrem oberen Teil fast die ganze Talbreite ein und verengt sich nach unten stark. Ihre Form wurde sowohl durch lotrechte Bohrungen vom Talgrund aus als auch durch schräge Bohrungen von dem seitlich erstellten Umlaufstollen untersucht. Man versuchte zuerst eine vollständige Absperrung der Spalte durch Zementeinpressungen. Diese Lösung hätte aber außer beträchtlichen Kosten schwerwiegende Folgen für den Flußlauf gehabt, der dann unterhalb des Stauwehres fast vollständig versickert wäre.

Es wurde deshalb als Gründung ein Gewölbe von 28,5 m Stützweite mit Scheitel auf Höhe + 444,5 m NN erbaut. Oberwasserseitig davon wurde eine Herdmauer bis + 432 m NN ausgeführt (das ist etwa 20 m unter der Flußsohle) und unterwasserseitig eine solche bis + 436 m NN. Unter der oberen Mauer wurde eine Injektionsschürze bis + 426 m NN hinabgeführt (Abb. 2, 3 und 4). Es war deshalb in erster Linie not-

wendig, die Eigenschaften des mit sehr feinem Sand vermischten Kieles der nicht versperrten Spalte von noch etwa 40 m Tiefe, seinen Durchlässigkeitsbeiwert und seine Kornzusammensetzung kennenzulernen. Man stellte durch Messungen mittel Salzlösungen den Durchlässigkeitsbeiwert in waagrechtter Richtung im Erdreich zu $2 \cdot 10^{-3}$ cm/s und in lotrechtter Richtung zu $5,5 \cdot 10^{-4}$ cm/s fest. Durch viele örtliche Versuche stellte man fest, daß mit zunehmender Tiefe der lotrechte Beiwert noch weiter stark abnahm. Durch diese Ergebnisse sah man endgültig von einem vollständigen Abschluß der Spalte ab. Diese Lösung wurde auch schon deshalb begrüßt, weil dadurch die Wassermenge von 1 m³/s, die unterhalb des Wehres immer vorhanden sein sollte, im Flußbett verblieb. Man benutzte diese Versuche auch, um sich über den bei Vollstau zu befürchtender Grundbruch Rechenschaft zu geben.

Die Herdmauern ließen sich ohne Schwierigkeiten in abgesteifter Baugrube erstellen. Sie sind mit dem Gewölbe durch eine mit Kupfer gedichtete Fuge verbunden. Die oberwasserseitige Mauer enthält in ihrem oberen Teil einen Kontrollgang. Von diesem aus kann man, falls nötig, weitere Injektionen durchführen. Außerdem sind an seiner Unterwasserseite zur Messung des Wasserdruckes Rohre angebracht. Man kann hier auch die chemische Beschaffenheit des Wassers bestimmen, um festzustellen, ob es betonangreifend ist oder später wird. Im Wasserbaulaboratorium zu Grenoble wurden auch Modellversuche zur Beobachtung der Geschiebezurückhaltung und der Spülung gemacht. Es wurde dabei festgestellt, daß nur kleinere

Hochwässer von 200 bis 300 m/s in der Lage waren, das Becken mit gutem Erfolg zu spülen. Auf Grund der Versuche ergab sich die Wahl zweier Grundablässe von je 10 m Breite und 4 m Höhe.

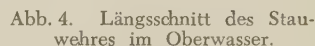
Im oberen Teil des Beckens bei Moutiers tritt das Wasser mit dem Geschiebe ein und dieses lagert sich dort ab, wo die Geschwindigkeit des Wassers nicht mehr ausreicht, es weiter zu befördern. Die abgelagerten Massen erhöhen den Wasserspiegel auch weiter flussauf. Wenn man nicht besondere Maßnahmen ergreifen würde, nähmen diese Ablagerungen gefährliche Ausmaße mit einer vollständigen Verlandung von Moutiers an. Außer den in größeren Zeitabständen vorzunehmenden Spülungen bei leerem Becken muß der Stauspiegel öfters teilweise abgesenkt werden, was jedesmal eine Senkung des Wasserspiegels in Moutiers mit einer Bewegung des vorher abgelagerten Geschiebes zur Staustelle hin-

zur Folge hat. Wenn man dann den Stauspiegel wieder ansteigen läßt, so lagert sich neues Geschiebe genau so wie vorher wieder ab. Die gespeicherten Massen nehmen dabei bis zur nächsten Spülung immer mehr zu. Die Modellversuche haben gezeigt, daß ein Größtwert von 400 000 m³ an Geschiebeablagern im Becken ohne Beeinträchtigung der Wasserentnahme auf Höhe + 459 m NN erreicht werden kann, und daß dann aber eine Spülung vorgenommen werden muß. Man kann also theoretisch eine Verlandung bis zu dieser Menge zulassen, um sie dann alle 2 bis 3 Jahre auf einmal zu beseitigen. Praktisch wird es jedoch so sein, daß man jedes Jahr einmal mit einer Dauer von höchstens einer Woche spült. Zusätzlich ist es natürlich keineswegs ausgeschlossen, daß die sehr wünschenswerte Baggerung im oberen Teil des Beckens fortgesetzt wird. Dadurch wird in der mittleren Isère unterhalb der Staustelle die starke Hebung der Sohle geringer, was einen Schutz der dortigen sehr fruchtbaren Ländereien zur Folge hat.

klemmen kann. Die Grundablässe müssen nämlich unbedingt bedienbar bleiben, weil man durch das öftere teilweise Absenken das Geschiebe am See-Einlauf bei Moutiers zum Herunterwandern veranlassen muß. Außerdem sind die Kosten für ein Segmentwehr erheblich geringer als für eine andere



Stromablenker, 2 Achse des Bohrprofils zur Erforschung des Untergrundes. 3 Mittlere Achse der Erosionsspalte. 4 Zugang zur Bedienungskammer des Kiesabzugsstollens.



- 1 Gründungsgewölbe. 2 Kontroll- und Beobachtungsgang. 3 Oberwasserseitige Herdmauer. 4 Mittleres Profil der Erosionsspalte. 5 Zugang zum Schwemmselstollen. 6 Injektionen.
A Kiesabzugstollen. B Schwemmselstollen. C Bedienungskammer der oberen Schützen.

Die Grundablässe werden durch Segmentschütze verschlossen, die besondere Vorteile für die Geschiebeabführung bieten. Diese bestehen darin, daß in den Seitenwänden keinerlei Nischen vorhanden sind, in denen sich Geschiebe ver-

Kraftwerk hin durch einen Stollen von 7,5 m und nachher von 6,4 m ϕ . Gleich hinter der Entnahme verläuft das Druckwasser durch zwei durch Rollenschütze verschließbare Stollen von je 5,9 m Höhe und 4,0 m Breite mit einem Ausführungsvermögen von zusammen 100 m³/s, die am Einlauf in je drei durch Stahlbetonwände abgetrennte Öffnungen unterteilt sind. Diese sind

durch Rechen geschützt, die durch eine Reinigungsmaschine von Schwemmstoffen freigehalten werden. Die Schwemmstoffe gelangen in einen oberen Stollen, der sie ins Unterwasser fördern kann. Unter der Entnahme verläuft in der Wehrwange ein Kiesabzugsstollen mit drei Einläufen von 1,0/0,5 m und mündet ebenfalls unterhalb des Sturzbettes ins Unterwasser. Der dortige Verschluss ist ein Segmentschütz von 2,25 m Höhe und 1,5 m Breite.

Der Mittelpfeiler des Wehres von 6,0 m Breite steht zentrisch auf dem Gewölbe. In der statischen Berechnung wurde der Wasserdruck wegen der Sinkstoffe mit einer bedeutend höheren Wichte als $1,0 \text{ t/m}^3$ angesetzt. Um der Auswaschungswirkung des Geschiebes bei der Spülung des Beckens entgegenzutreten, werden Pfeiler und Widerlager in ihrem unteren

DK 627.219.2 (534.5)

Planung und Bau des Ölhafens Aden

Lage des Hafens

Aden ist bei seiner Lage an den Schiffswegen von Europa nach Ostafrika, dem Mittleren und Fernen Osten und Australien einer der größten Bunkershäfen der Welt. Die ursprünglich gebunkerte Kohle ist heute fast vollständig durch das Öl verdrängt (rd. 3 Mio. t jährlich). In Verfolg ihres Bestrebens, neue Raffinerien unmittelbar dort zu errichten, wo Bedarf für deren Erzeugnisse besteht, erwog die derzeitige Anglo Iranian Oil Company 1951 den Bau einer solchen in oder bei Aden. Da Aden keine Kaianlagen für Seeschiffe besitzt — gebunkert wird durch Unterwasserleitungen an Bojen —, erforderte die Raffine-

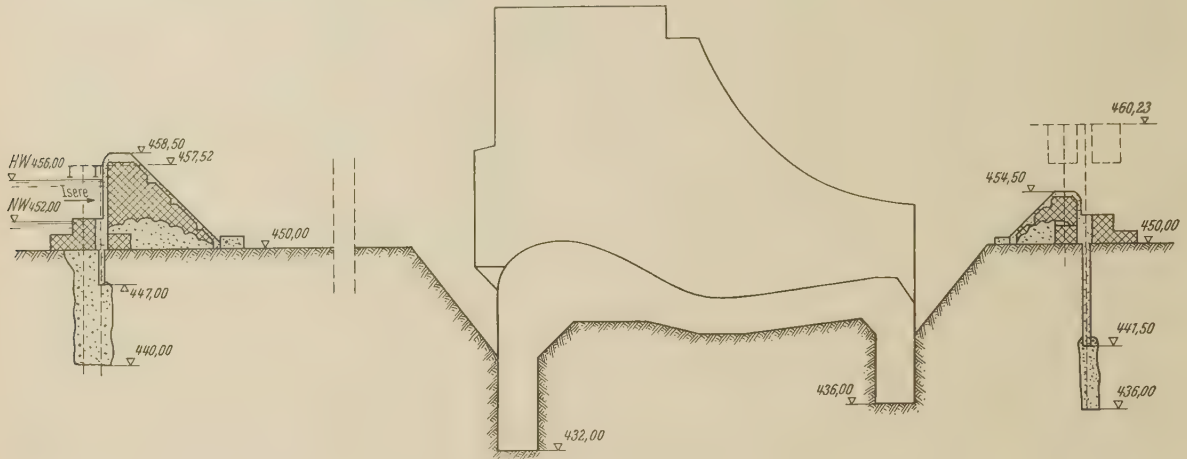


Abb. 5. Längsschnitt durch die Fangedämme des Stauwehres.

Teil mit Bruchstein verkleidet. Die Spannungen im Widerlager des Gewölbes sind in der Größenordnung von $\sigma = 50 \text{ kg/cm}^2$ ermittelt worden. Diese Spannungen übertreffen die Tragfähigkeit des Felsens, weshalb dieser durch Injektionen in Bohrlöcher von 5 bis 6 m Tiefe verfestigt wurde. Vom Gang in der oberwasserseitigen Herdmauer geht ein Schacht durch den Mittelpfeiler hinauf bis auf Ordinate + 473,5 m NN. Von diesem Schacht gehen einige Seitengänge ab, von denen einer auch zur Belüftung des überfallenden Strahles der oberen Schütze dient.

Die beiden Staubalken sind 11,9 m hoch und haben eine Stärke im oberen Teil von 1,0 m und im unteren von 1,5 m. Sie verlaufen symmetrisch zum Mittelpfeiler mit freien Längen von 10 m. Um die Staubalken aus Stahlbeton möglichst vor Rissen zu bewahren, wurde zuerst nur deren mittlerer Teil betoniert und die Anschlüsse erst, nachdem sie genügend Zeit zum Schwinden hatten, und zwar bei niedriger Temperatur, damit bei höheren nur Druckkräfte im Staubalken ausgeübt werden. Und wirklich haben diese Balken in den beiden Jahren nach ihrer Fertigstellung eine bemerkenswerte Dichtigkeit und Rissefreiheit gezeigt.

Die topographischen Gegebenheiten der Staustelle — ein sehr enges Tal zwischen steilen Wänden — verlangten eine Trockenlegung durch Fangedämme und eine Umleitung des Wassers durch Stollen (Abb. 5). Es wurde ein Stollen mit etwa 7,5 m ϕ und 130 m Länge erbaut. Die Fangedämme wurden für ein kleines Hochwasser von 330 m^3/s bemessen, was für ausreichend gehalten wurde. In der Mitte des Stollens war ein leichtes stehendes Gewölbe gebaut worden, das durch Sprengung beseitigt wurde. Durch einen Schacht konnte man den Raum hinter dem Gewölbe betreten, um unter anderem seine Dichtigkeit zu überprüfen. Die beiden Fangedämme erhielten einen 10 bis 14 m tiefen Injektionsschleier, der größere Wasserverluste und auch einen Grundbruch verhindern sollte. Der Überbau über der Talsohle von 4,5 bis 8,5 m Höhe bestand aus Steinen, die beiderseitig durch Betonplatten geschützt waren. Während die Wasserseite senkrecht ausgebildet wurde, ist die Luftseite mit einer Böschung 1 : 1 hergestellt worden.

Die Arbeiten wurden von 1951 bis 1953 hergestellt; die Anlage wurde 1954 in Betrieb genommen. Sie arbeitete bisher ohne irgendwelche Beanstandungen. Im Jahre 1955 lieferte sie 500 Mio. kWh. [Nach X. Ract-Madoux u. M. Bouvard: Travaux 40 (1956) S. 447—460].

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

rie auch den Bau eines Ölhafens. Ein im September 1951 ausgesandter Planungsausschuß untersuchte an Ort und Stelle drei Standorte für die Raffinerie und vier für den Hafen unter besonderer Berücksichtigung von Fragen wie Straßenanschluß, Wasserversorgung, verfügbare Arbeitskräfte, Vorhandensein von Baumaterial usw.

Generell kamen für die Anlage des Hafens zwei Stellen in Betracht: entweder auf der Ostseite der Bucht unmittelbar nördlich des bestehenden Hafens von Aden oder auf dem westlichen Ufer. Die Ostseite ist durch die Halbinsel Aden nach Osten, Südosten und Süden geschützt, erfordert aber gegen Stürme aus Südwesten einen künstlichen Schutz. Entsprechend ist das Westufer durch die Halbinsel Little Aden gegen Südwesten gesichert, würde jedoch einen Wellenbrecher für Seegang aus Süden und Südosten benötigen. Die beratenden Ingenieure bevorzugten den westlichen Platz, da sie der Ansicht waren, daß die schwersten Stürme im Golf von Aden während des Südwest-Monsuns auftreten, deren Angriff der Ölhafen bei dieser Lage entzogen wäre. Als dann auch die Experten der Ölgesellschaft wegen des ausreichend ebenen Geländes, des Schutzes vor Flugsand aus der Wüste, der ausgezeichneten Tragfähigkeit des Baugrundes und des verfügbaren Kühlwassers Little Aden für den günstigsten Standort der Raffinerie hielten, schien die generelle Lage des Hafens festgelegt (Abb. 1).

Gleichlaufend mit diesen Vorarbeiten holte die Ölgesellschaft noch ein unabhängiges Gutachten von dem Ingenieurbüro ein, mit dem die Hafenverwaltung von Aden zusammenarbeitet, und das natürlich bezüglich der örtlichen Verhältnisse über umfangreiche Erfahrungen verfügt. Dieses Büro sorgte auch für die hydrographischen Aufnahmen und die ersten Bohrungen. Es äußerte die Ansicht, daß der Hafen besser auf die Ostseite der Tawayih Bay verlegt würde wegen der Gefahr von Anlandungen bei Little Aden. Vergleiche alter Aufzeichnungen lassen deutliche Veränderungen des Meeresbodens erkennen und das Büro gab folgende Ursachen für zu erwartende Ablagerungen an:

1. Sinkstoffe aus dem Wadi Kabir und Küstenströmung in westlicher Richtung.
2. Sinkstoffe, die durch die Tide aus der Khor Bir Ahma kommen.
3. Wanderung von Baggergut, das insbesondere während des Krieges in der westlichen Hälfte der Bucht abgesetzt wurde.

4. Andere Bewegungen des Meeresbodens infolge von Genen und Strömungen.

Eine erneute Überprüfung des gesamten Fragenkomplexes durch die beratenden Ingenieure führte jedoch zu dem Schluß, daß die Unterhaltungsbaggerungen bei der geplanten Erweiterung des Hafens keineswegs zu aufwendig würden, da — auch nach Beginn der Bauarbeiten — u. a. folgendes festgestellt wurde:

1. Die Sinkstoffe des Wadi Kabir zeigen eher eine Tendenz, nach Osten abzuwandern und sich nördlich des Hafens abzulagern, wie sich bei einer Aufnahme der Zone ergibt, in der das Wasser durch diese Sinkstoffe verfärbt ist.

2. Der Meeresboden in der Umgebung des geplanten Hafens wie auch die Sandbänke und Rinnen der Khor Bir Ahmad ließen keine Anzeichen von Veränderungen erkennen, insbesondere durch das Vorhandensein einer Kruste aus verkitteten Muscheln an mehreren Stellen bestätigt wurde.

Wie oben erwähnt, waren für die genaue Lage des Ölhafens verschiedene Lösungen untersucht worden; die endgültige wurde schließlich dadurch festgelegt, daß die Baggerung — ohne jedoch Fels baggern zu müssen — so nahe wie möglich an die Halbinsel Little Aden heranzubringen war. Immerhin verblieb aber zwischen deren Nordost-Ecke und der westlichen Begrenzung der Baggerung noch ein Abstand von rd. 300 m. Da diese Nordostküste der Halbinsel aus



Abb. 1. Lageplan.

ulkanischem Gebirge besteht, dessen Felswände steil ins Meer abfallen, mußte an den Schiffs- und Liegeplätzen Gelände aufgespült werden für Gebäude, Straßen sowie Ölleitungen und Kanäle. Gleichzeitig ergab diese Aufspülung die schnellste und billigste Möglichkeit, das Baggergut loszuwerden.

Planung der Bauwerke

Für die Wahl der zu treffenden Baumaßnahmen waren in erster Linie Richtung und Stärke von Wind und Seegang sowie die Anzahl der aufzunehmenden Schiffe maßgebend. Zur Zeit des Nordost-Monsuns von November bis März weht in Aden während der Nacht und frühmorgens ein leichter Wind aus Nordost, der tags auf Ost-Südost dreht und zeitweise Geschwindigkeiten bis 20 Knoten erreicht, wobei Wellenhöhen bis zu 1,8 m auftreten. Gegen diese mußte der Wellenbrecher Schutz bieten. Die genaue Lage des die Mole abschließenden Rundkopfes wurde erst nach eingehenden Beobachtungen während der Bauzeit festgelegt. Bei den tatsächlich als stärker festgestellten Winden des Südwest-Monsuns von Juni bis September wurden Wellenhöhen bis etwa 3,5 m beobachtet, die ja aber für den Hafen nicht von Bedeutung sind.

Für die geplante Kapazität der Raffinerie von 5 Mio. t jährlich sollte die gesamte Anfuhr des Rohöls durch Tanker erfolgen, während von den Fertigprodukten ein Teil durch eine Pipeline nach Aden und ein anderer Teil in Fässern und dergleichen über den als vorläufigen Stückgutkai dienenden Baustellenkai gehen sollte. Demnach erschienen vier Liegeplätze für Tanker ausreichend, die u. a. wegen der aus SW kommenden stärksten Winde in diese Richtung gelegt wurden, um den Windangriff auf die Schiffe gering zu halten. Lage und Anordnung zeigt Abb. 2. Die Wassertiefe wurde mit 2,2 m unter Kartennull für ausreichend gehalten. Der Ölhafen Mina al Ahmadi in Kuwait ist zwar 152 m tief; hier wurde jedoch von einer derartigen Wassertiefe abgesehen, da sich damit die Kosten für die Liegeplätze um 50 bis 100 %

erhöht hätten entsprechend der Faustregel, daß diese Kosten mit der zweiten bis dritten Potenz der Wassertiefe steigen.

Da die vollständige Fertigstellung der Raffinerie innerhalb von 25 Monaten abgeschlossen sein und der erste Tanker schon vor diesem Termin eintreffen sollte, um die Anlage in



Abb. 2. Schematische Darstellung des Ölhafens.

Gang zu setzen, wählte man für die Piers reine Stahlkonstruktionen mit einer Stahlbeton-Abdeckplatte, wodurch Tidearbeit weitgehend vermieden wurde. Überdies schienen auch anfänglich keine ausreichenden Mengen geeigneter Betonzuschlagstoffe vorhanden zu sein.

Für eine schnelle Montage wie auch für die Baggerung war es besonders wichtig, ruhiges Wasser zu schaffen, d. h. der Wellenbrecher mußte so schnell wie möglich vorgezogen werden.

Ausführung der einzelnen Bauwerke

Wellenbrecher

Die Gesamtlänge beträgt 1257,6 m, die größte Tiefe 8,54 m unter Kartennull und die größte Gesamthöhe 15,54 m. Die Böschungsneigung beträgt außen 1:1,5 von der Sohle bis -0,30 und 1:2,75 von dort bis O.K. Brüstung, innen durchgehend 1:1,5. Fast auf seiner ganzen Länge ist der Wellenbrecher gleichzeitig Spüldamm.

Das erforderliche Gesteinsmaterial wurde in mehreren Steinbrüchen auf der Halbinsel gewonnen.

Der Kern des Wellenbrechers besteht aus Felsbrocken von 7 kg bis 2 t Gewicht, und da er mit Euclid-Wagen geschüttet werden sollte, wurde er bis auf +2,80 m über die Höhe des höchsten Hochwassers geführt. Damit die Wagen ohne Schwierigkeit von den rd. 100 m Abstand hafenseitig aufgeschütteten Wendepunkten bis zum jeweiligen Ende zurückstoßen konnten, erhielt er eine obere Breite von 6 m.

Kernschüttung vom Wagen aus ist an sich ungebräuchlich, da sie zu einer Vergrößerung des Gesamtquerschnittes führt und außerdem die Gefahr mit sich bringt, daß sich die Blockgrößen trennen und zwar derart, daß die großen an die Sohle rollen, wo man sie nicht braucht, und die kleinen oben bleiben, wo man sie nicht haben will. Dennoch wurde dieses Verfahren gewählt, einmal wegen der gerade verfügbaren Gerätschaften, vor allem aber, weil es einen wesentlich schnelleren Baufortschritt gewährleistet. Der Trennung der Brocken wurde durch besonders sorgfältige Schüttung entgegengewirkt.

Die Wasserseite wurde gesichert durch eine erste Blocklage im Gewicht von 2—5 t und eine äußere Schutzschicht aus 5—8 t-Blöcken bzw. 8—11 t-Blöcken im Bereich des Rundkopfes. Einzelne Blöcke sind sogar bis zu 20 t schwer. Für diese ganze Befestigung war bestimmt, daß sie nicht geschüttet, sondern verlegt werden sollte, um gleichmäßige Schichten und eine bessere Verzahnung derselben zu erreichen. Die größeren Blöcke wurden durch einen Kran auf Raupenfahrwerk vom Typ Lima 2400 mit Greifer versetzt. Auf dessen Ausleger war ein Laufsteg montiert, von dem aus bei Absenken in die Waagrechte Kontroll-Lotungen ausgeführt werden konnten. Danach wurde dann ggf. die ungefähre Anzahl fehlender Blöcke, Tiefe und Distanz von Mitte Kran angegeben. Um dann die letztere genau einzuhalten, war eine besondere Anzeigevorrichtung für die Kranausladung im Führerstand angebracht.

Die Herstellung der ersten Lage erfolgte in etwa 100 m Abstand vom Ende des Kernes, die der zweiten nach weiteren 50 m. Damit bestand zwar das Risiko, daß das ungeschützte Ende des Kernes bei Sturm auseinandergespült würde; während der ganzen Bauzeit sind jedoch keine wesentlichen Verluste eingetreten.

Die Betonabdeckung besteht aus einer 1,20 m dicken Grundplatte und einer Brüstung mit O.K. auf +7,00 m

(Abb. 3). Wegen der zu erwartenden Setzungen sind alle 5,0 m Fugen angeordnet. Um eine gute Verbindung mit der Platte herzustellen, sind die darunter liegenden Steine so verlegt, daß sie etwa 25 cm in den Beton hineinragen.

Um auf der Innenseite ein Auswaschen des Spülgutes zu vermeiden, ist der Kern dort mit zwei je 30 cm starken Schichten gebrochenen Materials abgedeckt mit Korngrößen von 0 bis 10 cm in der unteren und 0 bis 4 cm in der oberen Schicht.

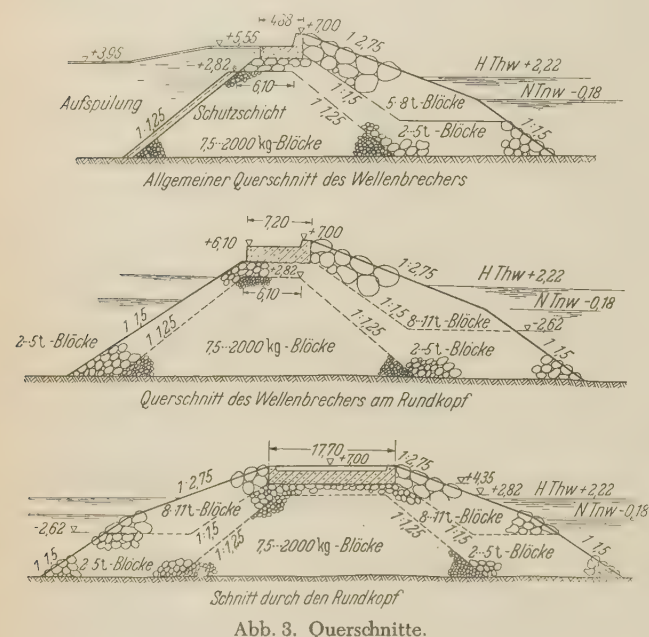


Abb. 3. Querschnitte.

Im Bereich der Aufspülung wurde hinter dem Wellenbrecher eine Berme auf Höhe der Betonplatte geschaffen und außerhalb bis zum Rundkopf die Platte selbst auf rd. 6 m verbreitert. Damit besteht bei Reparaturen eine ausreichende Zugangsmöglichkeit für Krane und Fahrzeuge.

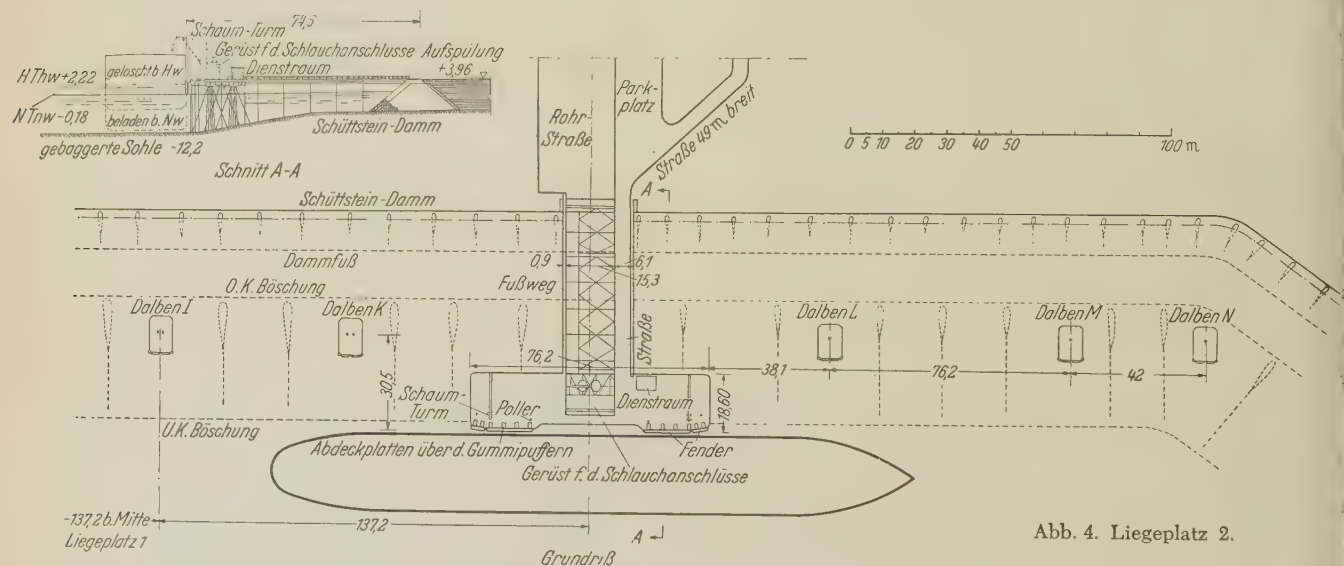


Abb. 4. Liegeplatz 2.

Der Beton des Rundkopfes hat einen Außendurchmesser von 17,7 m. Die Grundplatte ist 1,8 m dick.

Schüttstein-Dämme

Sie dienen als Spüldeiche und gleichzeitig als endgültiger Schutz des aufgespülten Geländes zur Hafenseite hin. Ihre Gesamtlänge beträgt 2820 m. Da der Kern wie beim Wellenbrecher mit Euclid-Wagen geschüttet wurde, reicht er bis auf + 2,74 m und besteht aus Brocken von 1 bis 250 kg Gewicht. Maximal wurden 2 t zugelassen, sofern der Block nicht an der Innenseite lag. Die Oberkante des fertigen Querschnittes liegt auf + 4,0 m, wobei die Außenkante mit Blöcken von 0,25 bis 2,0 t gesichert ist und innen zwei Schutzschichten wie beim Wellenbrecher liegen.

Tankerliegeplätze

Zwei T-förmige Pierbrücken liegen auf der Rückseite des Wellenbrechers (Abb. 4), zwei weitere Liegeplätze am Ende einer 290 m langen Pierbrücke. Die Anlegeflächen sind untereinander gleich; über die Zugangsbrücken gehen Rohrleitungen und Fahrzeugverkehr. Getragen werden die Konstruktionen von sechseckigen Kasten-Stahlpfählen, die in zwei Teilen auf extra angefertigten Walzen hergestellt und dann verschweißt wurden.

Sämtliche Trägeranschlüsse und -verbindungen wurden geschweißt, d.h. es ergaben sich sehr umfangreiche Baustellen-schweißungen. Um diese zu erleichtern, wurde schon beim Konstruieren angestrebt, möglichst nur mit Abwärtsschweißungen auszukommen. So wurden z. B. die quer liegenden geschweißten Blechträger in der Weise mit den längs verlaufenden Walzprofilen verbunden, daß schon in der Werkstatt Walzprofilstümpfe an den Blechträger angeschweißt und auf der Baustelle die eigentlichen Längsträger durch einen nur von oben und von der Seite schweißbaren vorbereiteten Stumpfstoß angeschlossen wurden. Da mehrere Knoten recht kompliziert waren, wurde für die Baustelle von einem charakteristischen Punkt ein Modell hergestellt, das entsprechend der erforderlichen Reihenfolge der Schweißungen zerlegt werden konnte. Außerdem wurden noch von den einzelnen Stadien des Zusammenbaues Aufnahmen gemacht.

Zur Prüfung von Kehlnähten wurde ein magnetisches Gerät zur Feststellung von Oberflächenrissen eingesetzt, während sämtliche Stumpfnähte geröntgt wurden.

Rammung

Es wurden drei Proberammungen ausgeführt; entsprechend dem Ablauf der Rammarbeiten zunächst ein Pfahl bei den Liegeplätzen 3 und 4 und darauf je ein weiterer bei 1 und 2. Um die aufgebrachte Last abzustützen, wurden jeweils vier weitere Pfähle geschlagen sowie ein fünfter als Festpunkt. Bei 1 und 2 trugen die Pfähle ohne wesentliche Setzung die Zweifache der rechnerischen Last, während der Pfahl bei 3/4 bereits bei der 1,5fachen abging. Da jedoch bei der Belastung dieses Pfahles starker Seegang herrschte, wird vermutet, daß die dadurch verursachten Schwingungen die volle Ausbildung der Mantelreibung verhinderten und dadurch die Tragfähigkeit des Pfahles herabsetzten.

Die Lotpfähle wurden, beginnend bei der Zugangsbrücke zu 3 und 4, schwimmend gerammt. Dann wurde ein Teil der Quer- und Längsträger angebracht und auf diese eine Ramme für die Schrägpfähle gesetzt. In der ersten Hälfte dieser Brücke erreichten die Pfähle die zulässige Eindringung in der vorgesehenen Tiefe von 9 m. Als dies bei den weiteren Pfählen nicht mehr der Fall war, wurden sie verlängert, zogen aber nach Wiederaufnahme der Rammung praktisch überhaupt nicht mehr, so daß die aufgesetzten Enden wieder abgeschnitten werden mußten. Später wurde in derartigen Fällen nach 48 Stunden eine Nachrammung angesetzt, die stets die nachträgliche Ausbildung einer genügenden Mantelreibung in dem feinen rundkörnigen Sandboden bestätigte.

Die Schrägpfähle wurden angeschlossen, indem die Träger und die Köpfe jeweils einer Pfahlgruppe in Stahlbetonblöcken faßt wurden, während man die Lotpfähle über achteckige Pfähle anschoß, und zwar nach vorheriger Ausrichtung mit Hilfsgurten. Für die ungerichteten Lotpfähle wurde eine Abweichung von 15 cm und für die gerichteten 4 cm zugelassen.

Fender (Abb. 5)

Je Liegeplatz wurden 12 Fenderpfähle angeordnet; zwei Pfahlgruppen parallel zum Schiff und an jedem Ende zwei Pfähle, deren Verbindungslinie unter $12,5^\circ$ abgewinkelt ist. Die Fenderung ist vorgesehen für die beim Anlegen eines 1000-t-Tankers zu erwartenden Beanspruchungen.

Jeder Fenderpfahl ist an seinem Kopf zwischen Gleitrollen geführt, so daß er sich nur senkrecht zur Anlegefläche bewegen kann. Durch Reibung entstehende Längskräfte werden durch die Führungen auf die Stahlkonstruktion übertragen. Die Abfederung erfolgt durch einen Gummiblock je Pfahl. Die Länge und Durchmesser der Blöcke betragen 81,5 cm, der vor-

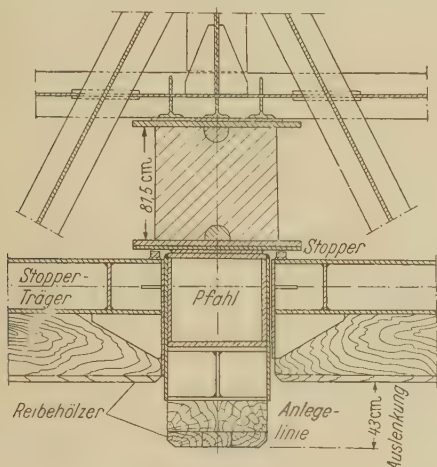


Abb. 5. Fender.

gesehene Federweg 38 cm. Bei 50 % Zusammendrückung beträgt die Energieaufnahme i. M. 30,1 tm, maximal 34,3 tm, minimal 25,3 tm; bei 60 % Zusammendrückung beträgt das Mittel 53,4 tm, das Maximum 59,4 tm und das Minimum 3,9 tm. Beim Anschlag an den Stopper beträgt die Zusammendrückung noch 5 cm, so daß der Pfahl feststeht. Bei dem von hier an gerechneten Federweg von 38 cm erfolgt eine gesamte Zusammendrückung von 53 %, wobei i. M. 35,1 tm aufgenommen werden.

Als Pfähle wurden zusammengesetzte Rechteckquerschnitte, von $66,0 \times 62,9$ cm auf $66,0 \times 41,9$ cm nach unten hin verjüngt, verwendet. Sie sind in einer Neigung von 43 : 1 nach außen gerammt. In Längsrichtung liegen zwischen den Pfählen horizontale Reibhölzer.

Eine Auswertung gemessener Federwege zeigte so stark sprechende Ergebnisse, daß daraus keinerlei Schlüsse gezogen werden können, welcher Prozentsatz der Stoßenergie eines Schiffes von den Fendern aufgenommen wird.

Festmache-Dalben

Für die Liegeplätze 1 und 2 wurden 9 Dalben gesetzt und 2 ähnliche für 3 und 4. Sie bestehen aus Lot- und Schrägpfählen 3 : 1 mit einem gemeinsamen Stahlbetonkopf. Der Bauvorgang war der folgende:

1. Rammung der Lotpfähle.
2. Herstellung von kleinen Betonköpfen auf diesen.
3. Verlegen von vorgefertigten Stahlbetonbalken und -platten zwischen den Pfählen.
4. Schüttung des Dalbenkopfes unter Freilassung einer Mittelöffnung.
5. Rammung der Schrägpfähle durch dieses Loch.
6. Einschweißen von Bewehrung und Ausbetonieren des Loches.

Stahlbetonarbeiten

Zur Herstellung der unter 1 % nach rückwärts geneigten Stahlbetonabdeckung der Piers wurden auf den Querträgern vorgefertigte Betonplatten verlegt, die als Schalung dienten und gleichzeitig die untere Bewehrung enthielten. Hierfür und für die Dalben wurden rd. 9600 m³ hochwertigen Betons

benötigt. Die Gesamtmenge einschließlich des Massenbetons für den Wellenbrecher betrug 21 100 m³.

Schwierigkeiten bereitete vor allem die Beschaffung geeigneten Sandes. Der örtlich vorhandene Wüstensand war sehr fein, was um so mehr von Nachteil war, als durch das in dem gebrochenen Material enthaltene Gesteinsmehl sowieso schon reichlich Feinstteile anfielen. Für den Massenbeton des Wellenbrechers wurden diese Anteile in Kauf genommen, während für den hochwertigen Beton Flußsand mit wesentlich besserer Körnung aus dem Wadi Kabir herangeschafft und aus dem Brechsand die Feinstteile entfernt wurden.

Um einem zu schnellen Abbinden des Zementes infolge der hohen Außentemperaturen zu begegnen, wurde eine Kühlanlage für das Anmachwasser errichtet, wodurch die Temperatur des Frischbetons unter 33°C gehalten werden konnte.

Korrosionsschutz

Da die hohen Temperaturen und der Salzgehalt des Meeres die Korrosion beschleunigen, war besondere Sorgfalt notwendig. Der gesamte Stahl wurde im Werk gesandstrahlt und mit einem einfachen bituminösen Kaltanstrich versehen. Beschädigungen an diesem Anstrich wurden auf der Baustelle ausgebessert und zwei weitere aufgebracht. Es konnte jedoch nur eine gesamte Schichtstärke von 0,5 mm erreicht werden, da in der Sonne über 50°C gemessen wurden und im Schatten der Stahl schnell abkühlte und feucht wurde. Einen Heißanstrich konnte man wegen Zeitmangel nicht ausführen. Für alle Pfähle wurde außerdem ein kathodischer Rostschutz installiert, für den die Kohle-Anoden in das aufgespülte Gelände eingebaut wurden. Da der Stromverbrauch eine direkte Funktion der ungeschützten liegenden Stahlflächen ist, wird einem sorgfältigen Anstrich der Pfähle, und zwar auf ganzer Länge, besondere Bedeutung beigemessen.

Zum Schutz der Innenflächen wurden sämtliche Pfähle mit Beton verfüllt, die Fenderpfähle in ihrem unteren Teil mit einer bituminösen Mischung, um ihre Biegsamkeit zu erhalten.

Bagger- und Spülarbeiten

Das auf 12,2 m unter Kartennull gebaggerte Hafengebiet umfaßt noch einen Wendekreis von 490 m Durchmesser. Dazu kommt ferner eine weniger tief gebaggerte Fläche für den zukünftigen Stückgutkai und für die Liegeplätze der Schlepper und eines Baggers. Die 2140 m lange und 183 m breite Zufahrtsrinne hat eine Tiefe von 11,6 m. Die gesamte Baggerung umfaßte damit rd. 460 000 m³. Zugelassen wurde eine Überschreitung der Bagbertiefe um 30 cm; da die Echolotungen infolge geringer Schlammablagerungen jedoch z. T. nicht ganz genau waren, wurde gelegentlich bis 45 cm tiefer gebaggert. Die Böschungen sind unter 1 : 5 geneigt und erwiesen sich als standfest; am Fuß der Schüttsteindämme beließ man eine 15 m breite Berme.

Gearbeitet wurde anfänglich mit einem Cutter, einem Eimerkettenbagger, einem Spüler und dem erforderlichen Hilfs-

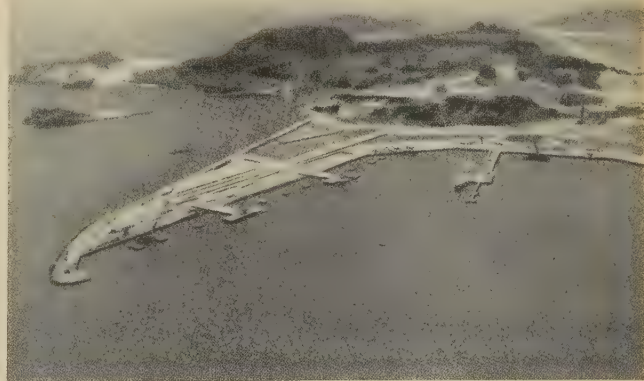


Abb. 6. Blick auf den Hafen.

gerät. Später kamen zwei weitere Eimerkettenbagger dazu und der Cutter wurde dann als Spüler eingesetzt. Er hatte sich u. a. deswegen nicht bewährt, weil er den sehr feinen Sand derartig aufwühlte, daß dieser sich bis in die fertig gebaggerten Flächen hinein wieder absetzte. Der Sand bildete den Hauptanteil des Baggergutes; nur an einzelnen Stellen war er — z. T. mit Muscheln — fest verbacken. Die Bagge-

rung wurde dadurch nicht wesentlich erschwert, nur ließ sich dieses Material nicht verspülen, da sich zu viele Brocken im Steinkasten des Spülers ansammelten; es wurde daher anderweitig verklappt. Der gesamte Sand dagegen konnte aufgespült werden. Er enthielt nur wenig Schlamm und ergab eine dichtgelagerte Aufspülung mit einer Fläche von 97 ha. Die Oberfläche wurde mit 10 cm Schutt aus den Steinbrüchen abgedeckt.

Buchbesprechungen

DK 69.024.2/.3 (022)

Zollinger, R. M.: Dächer. Bauarten, Baustoffe, Bauformen. 278 S., Gr. DIN A 4, mit zahlr. Abb. u. Tab. Stuttgart: Konradin-Verlag Robert Kohlhammer 1957. Gzln. 46,— DM.

Der Verfasser legt ein Tafelwerk der gebräuchlichen Bauarten und Bauformen von Dächern vor, das die wichtigsten Gebrauchs- und Betriebseigenschaften jeder Ausführungsart zusammenstellt und vergleichbar macht. Das Buch enthält in sieben Abschnitten Steil- und Flachdächer aus Holz, Stahl, Beton und Steineisendächer. Jeder dieser Abschnitte umfaßt die dem Baustoff gemäßen Dacharten und charakterisiert sie in je sechs Tafeln: 1. Ausführungsmöglichkeiten, 2. Wärmeschutz, 3. Zulässige Werkstoffe, 4. Arbeits- und Werkstoffbedarf, 5. Berechnungsunterlagen (s. u.), 6. Ausbildung der Einzelheiten.

Durch diesen streng gegliederten Aufbau, der die mehrfache Wiederholung einzelner Tafeln rechtfertigt, gibt das Buch einen guten Überblick über die Gestaltungsmöglichkeiten eines Daches und erlaubt ohne großen Zeitaufwand den Vergleich verschiedener Baustoffe, Bauweisen und Ausführungsarten. Die Auswahl geeigneter Baustoffe, das Auffinden wirtschaftlicher Lösungen und die Entscheidung über die technische Ausbildung und Gestaltung eines Daches wird dadurch sehr erleichtert.

Das Buch will keine Neuigkeiten bringen und enthält keine Bemessungstafel für Dächer, sondern gibt nur die Grundlagen der Bemessung (Gewichte und Lasten und Hinweise auf einzuhaltende Vorschriften) an.

Eine Übersicht der angebotenen Baustoffe am Anfang des Buches erhöht seinen Wert als Arbeitshilfe und Auskunftsmittel, das die weit in der Literatur verstreuten Angaben über Dächer zusammenfaßt, für alle, die mit der Planung und Ausführung von Dächern in Berührung kommen. A. Troche, Hannover.

DK 691 : 620.1 (022)

Hummel, Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. A., Techn. Hochschule Aachen, und Oberreg.-Rat Dr. phil. K. Charisius, Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin-Dahlem: Baustoffprüfungen. Ein Leitfadens für die Prüfung und Beurteilung der wichtigsten nichtmetallischen anorganischen Baustoffe. 3. verb. Aufl., 328 S., Gr. DIN A 5, mit 56 Abb. u. 89 Zahlentafeln. Düsseldorf: Werner-Verlag 1957. Gzln. 32,— DM.

Auf das Neuerscheinen der „Baustoffprüfungen“ der beiden bekannten Betontechnologen haben die Institute und die Praxis schon lange gewartet. Die 3. Auflage ist nun wesentlich erweitert worden, da in den letzten 8 Jahren, wie die Verfasser im Vorwort schreiben, viele Normenblätter wesentlich geändert und einige über neue Baustoffe hinzugekommen sind. Einige Baustoffe, die bezüglich ihrer Prüfverfahren z. Z. in den Fachausschüssen überarbeitet werden, wie Braunkohlenasche, Magnesitbinder, Steinzeug, Steinholz, feuerfeste Baustoffe, sind bewußt von den Verfassern nicht behandelt worden und sollten gelegentlich als 2. Band erscheinen. Bei den keramischen Stoffen (Abschnitt VIII) ist die Prüfung von Kanalklinker neu hinzugekommen, ebenso als Abschnitt VI die Prüfung von Faserdämmstoffen. Ausführlich beschrieben sind auch die Prüfverfahren für Betonzusatzmittel. An neuen Prüfgeräten, die sich in der Praxis sehr bewährt haben, sind z. B. aufgenommen: Der Blaielsche Luftdurchlässigkeitsprüfer zur Ermittlung der spez. Oberfläche, das Rüttelgerät nach Powers, das Durchflußgerät zur Bestimmung des Fließvermögens an Zementmörtel usw. Auch über die zerstörungsfreie Druckfestigkeitsprüfung wird berichtet.

Die Anforderungen, die an die Baustoffe nach den neuesten Erkenntnissen der Wissenschaft gestellt werden müssen und wie die Prüfungen dazu durchzuführen sind, werden von den beiden Verfassern in klarer, übersichtlicher, leichtverständlicher Weise in dem Buch dargelegt. Wie ich schon bei der 2. Auflage schrieb, ist es nicht nötig, dieses vortreffliche Buch, das in dem bekannten Werner-Verlag, Düsseldorf, in guter Aufmachung erschienen ist, zu empfehlen, denn das Buch spricht für sich selbst.

Th. Kristen, Braunschweig.

Um die Dichtungsschichten von den Schüttsteindämmen nicht abzuwaschen, schützte man sie während des Spülens durch Bleche. Außerdem wurde soweit wie möglich versucht, entlang der Dämme gröberes Material aufzuspielen. [Nach J. E. G. Palmer und H. Scrutton: The design and construction of Aden oil harbour; Proc. Institution of Civil Engineers Part I, 5 (1956), No. 4, S. 348—398.]

Heinz Scheele, Hamburg.

DK 691 : 620.1 (021)

Handbuch der Werkstoffprüfung. 2. Aufl., herausgegeben von Erich Siebel: Dritter Band: **Die Prüfung nichtmetallischer Baustoffe.** Herausgegeben von Otto Graf f. 2. verb. Aufl. XXXI, 1026 S., Gr. 8°, mit 690 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1957. Gzln. 138,— DM.

Der dritte Band des Handbuches der Werkstoffprüfung von Erich Siebel „Die Prüfung nichtmetallischer Baustoffe“ ist von dem kürzlich verstorbenen, international bekannten Otto Graf im Jahre 1941 herausgebracht und wurde weithin über Deutschlands Grenzen das Standardwerk der gesamten Bauwelt. Die jetzt 1957 erschienene 2. Auflage ist zwar von Graf noch bearbeitet worden, die Herausgabe erfolgte aber erst nach seinem Tode durch seinen langjährigen Mitarbeiter Karl Egner. Für die Bearbeitung der einzelnen Kapitel hatten sich wieder namhafte Fachleute zur Verfügung gestellt. Durch die Entwicklung neuer Baustoffe und Bauweisen sowie Verbesserung der alten und Aufstellung neuer Prüfverfahren mußte das Buch dem jetzigen Stand der Technik des In- und Auslandes in den bisherigen Kapiteln angepaßt und verbessert werden. Neue, wichtige Abschnitte sind hinzugekommen, wie z. B. das wärme-, schall- und feuertechnische Verhalten der Baustoffe und Bauweisen, die Prüfung des Baugrundes und der Böden, Richtlinien für die Entnahme von Proben und für die Beurteilung sowie Auswertung von Prüfergebnissen.

Allen Bauschaffenden, die sich mit den Eigenschaften, der Eignung und der Prüfung von Baustoffen und Bauteilen zu befassen haben, wird dieses Buch nicht nur ein wertvolles Nachschlagewerk sein, sondern darüber hinaus wertvolle Anregungen für das Studium und die Praxis geben. Dafür bürgen die Namen des leider zu früh verstorbenen Professors Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. E. h. Otto Graf und seines Mitarbeiters Professor Dr.-Ing. habil. Karl Egner, der die 2. Auflage ganz im Sinne des Verstorbenen herausgebracht hat.

Th. Kristen, Braunschweig.

DK 624.073.1 (022) = 3

Hoeland, Dr.-Ing. Günter, Hannover: Stützmomenten-Einflussfelder durchlaufender Platten. 19 S., Gr. 4°, mit 8 Abb. u. 75 Tafeln. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1957. Gzln. 37,50 DM.

Die Berechnung von Platten unter Einzel- oder Streckenlasten ist, sofern sie mit Hilfe der Theorie durchgeführt wird, sehr zeitraubend und wird aus diesem Grunde in der Praxis gern vermieden. Um so mehr wird ein Tabellenwerk, mit dessen Hilfe sich die Schnittgrößen schnell ermitteln lassen, mit großer Freude aufgenommen werden.

Das vorliegende Buch ist für die Praxis geschrieben. Es beschäftigt sich nicht mit der Theorie, sondern bringt für den unmittelbaren Gebrauch eine Anzahl von Tafeln mit Einflußfeldern für Stützen- und Einspannmomente von Ein- und Zweifeldplatten mit drei- und vierseitiger Lagerung. Für die Zweifeldplatten sind mehrere Tafeln für verschiedene Stützweitenverhältnisse vorhanden, so daß sie ausreichend sein dürften, solche Systeme benachbarter Platten zu behandeln, deren Größenunterschiede noch als wirtschaftlich bezeichnet werden können.

In einigen Tafeln wird auch die elastische Nachgiebigkeit der Zwischenstützen berücksichtigt. Zur genaueren Kenntnis des Verlaufs der Momente sind die Tafeln für den Viertelpunkt und die Mitte der Stützspannlänge aufgestellt. An anderer Stelle werden für konstante Flächenlast (Vollast) die durch Integration gewonnenen Zahlenwerte zur Berechnung der Stützmomente angegeben.

Die Arbeit von Hoeland ist eine sinnvolle Ergänzung und Erweiterung des 1951 erschienenen Tafelwerkes von Pucher „Einflußfelder elastischer Platten“ und wird sich bei all denen, die Plattenberechnungen durchzuführen haben, sicher größter Beliebtheit erfreuen.

K. Hirschfeld, Aachen.

DK 624.074.4.04 (023) = 3

Pflüger, Dr.-Ing. habil. Alf, Prof. an der Techn. Hochschule Hannover: Elementare Schalenstatik. 2. erw. Aufl. der Einführung in die Schalenstatik. VII, 112 S., Gr. 8°, mit 56 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1957. Gzln. 19,50 DM.

Das Buch ist als Einführung in die Schalentheorie gedacht. Es vermittelt daher in erster Linie die Grundlagen. Doch wird der Leser auch mit schwierigeren Zusammenhängen aus diesem Gebiet bekannt gemacht.

Nach einleitenden Betrachtungen wird auf etwa 30 Seiten die Membrantheorie der Rotationsschalen behandelt, woran sich dann die Biegetheorie der drehsymmetrisch belasteten Rotationsschalen anschließt. In dem darauffolgenden Abschnitt wird die Membrantheorie der Zylinderschalen (Tonnen und Rohre) entwickelt; die Biegetheorie dieser Schalen ist nicht mit aufgenommen. Die Arbeit schließt ab mit einer Zusammenstellung der Schnittkräfte N_φ , N_θ und T nach der Membrantheorie für verschiedene häufig angewandte Schalenformen.

Das Buch ist sehr anschaulich geschrieben und leicht verständlich, so daß es dazu beitragen wird, dem Schalenbau — gleich welchen Baustoffs — neue Freunde zu gewinnen. Es ist für Studierende und für Ingenieure in der Praxis in gleichem Maße sehr gut geeignet.

K. Hirschfeld, Aachen.

DK 624.21.093.095.4 : 625.1 (083.53)

Popp, Dr.-Ing. C., München: Zur genaueren Berechnung der Fahrbahn-Längsträger stählerner Eisenbahnbrücken. 2. Teil: Zahlentafeln zur Berechnung der Einflußlinien. Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues, herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Nr. 10 a). 45 S., Gr. DIN A 4, Köln: Stahlbau-Verlag GmbH. 1957. Geh. 3,50 DM.

Anläßlich der Besprechung des 1. Teiles (Der Bauingenieur 29 [1954] S. 402) äußerte der Unterzeichnete den Wunsch nach Zahlentafeln, aus denen die Ordinaten der Einflußlinien unmittelbar entnommen werden können. Diese Tabellen liegen nun vor. Der Verfasser untersucht Durchlaufträger auf elastisch lenkbaren Stützen über 3, 4, 5 und 6 gleiche Öffnungen. Angegeben wurden die Ordinaten der Einflußlinien für die Biegemomente sowohl für Punkte über den Stützen als auch in Feldmitte (im 1. Felde im Abstände 0,451 vom Ende). Jede Öffnung ist in 10 gleiche Teile geteilt, der Steifigkeitskennwert variiert von 0,00 bis 0,05; die Einflußlinienordinaten sind auf 6 Dezimalen angeschrieben.

Die verdienstvolle Arbeit des Verfassers trägt dazu bei, den praktisch tätigen Ingenieur vor der ermüdenden Zahlenrechnung zu entlasten; sie ist daher wärmstens zu empfehlen.

G. Worch, München

DK 627.84 : 532.5 (022) = 3

Frank, J.: Nichtstationäre Vorgänge in den Zuleitungs- und Ableitungskanälen von Wasserkraftwerken. Translationswellen in offenen Kanälen, Wasserschlässe an Druckstollen. 2. neubearb. Aufl. d. Buches v. J. Frank u. J. Schüller. XI, 333 S., Gr. -8°, mit 232 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1957. Gzln. 48,— DM.

Das vorliegende Buch ist eine völlige Neubearbeitung des vor etwa zwanzig Jahren erstmalig herausgegebenen Buches über Schwingungen in den Zuleitungs- und Ableitungskanälen von Wasserkraftanlagen. Durch Anregungen aus der Praxis infolge des verstärkten Ausbaus von Wasserkraftanlagen brachte die technische Hydraulik eine Fülle neuer Arbeiten und Untersuchungen, so daß diese zweite Auflage in ihrem Inhalt sehr verändert ist.

Der erste Teil behandelt die Fortpflanzung von Schwall- und Sunkwellen in offenen Gerinnen und bringt allgemeine Ansätze für Verformung, Reflexion und Dämpfung der Wellen. Die beim Kraftwerksbetrieb vorkommenden Fälle wie Stauschwall und Entnahmesunk im Oberwasser sowie Absperrunk und Füllschwall im Unterwasser werden eingehend dargestellt. Besondere Berücksichtigung finden die hydraulischen Vorgänge bei der Durchlaufspeicherung und die Abflußverhältnisse in Freispiegelstollen, die vorübergehend bei Schwallwellen unter Druck stehen (gemischtes Regime).

Der zweite Teil bringt Wasserschlässe an Druckstollen. Die verschiedenen Typen werden behandelt und die Grundsätze ihrer Berechnung angegeben. Leider gibt es bisher nur wenige

geschlossene analytische Berechnungsverfahren, so daß oft auf schrittweise Verfahren zurückgegriffen werden muß. Allgemeine und spezielle Ausführungen befassen sich mit den rhythmischen Laständerungen, die bei modernen Kraftwerken beachtet werden müssen. An Beispielen wird die Berechnung von komplizierten Stollen-Wasserschloßsystemen und Sonderformen durchgeführt. Der Verfasser geht auch auf die Anordnung von Wasserschlässern bei Kavernenkraftwerken und Pumpspeichieranlagen ein. Ein großer Abschnitt ist der Stabilität des Wasserschlosses gewidmet. Hierbei wird auch die Theorie der kleinen Schwingungen (Evangelisti), die Regler, elektrische Maschinen und Versorgungsnetz mit einbezogen, erläutert. Das zahlreiche Schrifttum erleichtert die Weiterverfolgung besonderer hydraulischer Probleme.

Das Buch wird dem in der Wasserkraftnutzung tätigen Ingenieur ein treuer Helfer sein.

G. Wickert, Dortmund

DK 626/627 : 061.3 (100) : (421) „1957“ (022) = 3

Deutsche Berichte zum XIX. Internationalen Schifffahrtkongreß London 1957. Herausgegeben vom Bundesverkehrsministerium. 277 S., Gr. 16,5 × 24 cm. Bonn 1957. Geh. 11,— DM.

Zum XIX. Internationalen Schifffahrtkongreß vom 8. bis 16. Juli 1957 in London sind von deutscher Seite 6 Berichte, die Fragen der Binnenschifffahrt behandeln, und 5 Aufsätze über die Seeschifffahrt eingereicht worden. Von den interessanten Ausführungen sei auf nur einige kurz hingewiesen. Zur Frage 3, Neue Verfahren für die Ausnutzung der Wasserkraft an Wasserstraßen, berichten Prof. Dr.-Ing. Wittmann und Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. Fuchs. Dabei wird auf die Rückwirkungen auf die Schifffahrt, auf den Entwurf und den Bau der wasserbaulichen Anlagen besonders eingegangen.

Die Schiffshewerke in Deutschland beschreibt ein Bericht von Oberreg.-Baurat Rütjerodt und Oberreg.-Baurat Dr.-Ing. Arens. In der Zwischenzeit sind durch eine deutsche Firmen-gruppe Untersuchungen für den Bau von neuen Schiffshewerwerken angestellt worden, so daß einige der angeführten Schlußfolgerungen für künftige Entwürfe nur noch bedingt zutreffen.

Das schwierige Gebiet der Seeschleusen und der Trockendocks ist umfassend im Bericht von Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. Agatz und Dr.-Ing. Lackner gebracht worden. Es sind die Erfahrungen in der konstruktiven Gestaltung und im Betrieb von Schleusen und Trockendocks mit ihren Torverschlüssen auf Grund der in den letzten 20 Jahren errichteten Bauwerke zusammengestellt. Hierbei wurde auch auf das Problem der Füllung und Entleerung der Kammer eingegangen.

G. Wickert, Dortmund

DK 627.84 : 88 : 621.22 (022) = 3

Fentzloff, H. E., Passau: Systematik der Wasserkraftnutzung (= VDI-Forschungsheft 453, Beilage zu „Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens“, Ausgabe B, Band 22, 1956). 48 S., Gr. DIN A 4, mit 123 Abb. u. 13 Tafeln. Düsseldorf: VDI-Verlag 1956. Preis 15,— DM, für VDI-Mitglieder 13,50 DM, im Abonnement 13,50 bzw. 12,15 DM

Der Verfasser hat es verstanden, in seiner Arbeit, die eine jahrzehntelange Erfahrung im Wasserbau erkennen läßt, eine dimensionslose Betrachtungsweise zu entwickeln, mit der wesentliche Daten für die Projektierung wirtschaftlicher Wasserkraftanlagen bestimmt werden können. Aus der relativen Leistung und der relativen Arbeit, zwei gefundene dimensionslose Begriffe, wird topographisch und hydrologisch der Standort einer Kraftwerksart festgelegt. Hierbei werden auch extreme Fallhöhen, wie beispielsweise bei Gezeitenkraftwerken oder Hochdruckanlagen, erfaßt. Die drei wichtigsten Bauelemente der Kraftwerksarten — Betonwasserbau, Maschinenbau, Stahlwasserbau — bestimmen den wirtschaftlichen Anwendungsbereich einer bestimmten Bauform. Es ist dem Verfasser zu verdanken, daß er sich die große Arbeit machte, diese Bauelemente in ihrer Auswirkung graphisch darzustellen und damit einem Projekt-ingenieur für Wasserkraftanlagen die Wahl der Bauwerksform sehr zu erleichtern.

Die Form des Stauwerkes, das nicht nur den Stauspiegel halten soll, sondern auch die Hochwassermengen gefahrlos abführen muß, wird bei Niederdruckanlagen vor allem durch hydraulisch-dynamische Überlegungen bestimmt. Dafür sind vor allem Stahlverschußkörper zum Stau und zur beweglichen Wasserabfuhr geeignet. Es ist ein Verdienst des Verfassers, die verschiedenen Verschußtypen des Stahlwasserbaues, angefangen

vom Klappenwehr über das Hakenschütz bis zum Kugelschieber, organisch in systematischen Darstellungen den Stauwerksarten zuzuordnen.

Die sehr interessante Arbeit läßt nicht nur die Entwicklung und den jetzigen Stand der Wasserkraftnutzung, sondern auch die voraussichtliche Weiterentwicklung erkennen.

G. Wickert, Dortmund

Neuerscheinungen

(Ausführliche Besprechungen sind wegen Raum Mangels nicht möglich)
DK 625.731 (023)

Siedeck, P., und R. Voss: Die bodenmechanischen **Vorarbeiten für Straßenbauten** und ihre Nutzenanwendung für Bauentwurf und Ausschreibung (= Bundesanstalt für Straßenbau). 72 S., Gr. DIN A 5. Düsseldorf: Werner-Verlag GmbH. 1957. Kart. 5,20 DM.

DK 625.731.2 : 624.138 (023)

Voss, Dr.-Ing. R.: **Die Bodenverdichtung im Straßenbau** (= Bundesanstalt für Straßenbau). 40 S., Gr. DIN A 5. Düsseldorf: Werner-Verlag GmbH. 1957. Kart. 2,50 DM.

DK 691.328 (023)

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 122. 48 S., Gr. DIN A 4, mit 66 Abb. u. 21 Tafeln. Berlin: Verlag und Vertrieb W. Ernst & Sohn 1957. Geh. 14,— DM. — **Inhalt:** Prof. Dr.-Ing. Kurt Walz, Stuttgart: **Versuche über den Einfluß der Gestalt von Betonkörpern auf die Druckfestigkeit.** Durchgeführt in der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen, Otto-Graf-Institut an der Techn. Hochschule Stuttgart. — Dipl.-Ing. **Dannenberg**, Dipl.-Ing. **Deutschmann** und Dipl.-Ing. **Melchior:** **Warmzerreißeversuche mit Spannstählen** und Auswertung von Brandversuchen an vorgespannten und nicht vorgespannten Stahlbetonbauteilen. In der Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin-Dahlem, durchgeführte Untersuchungen. — Dipl.-Ing. **Wolfgang Pohle**, Hamburg: **Übertragung hoher örtlicher Pressungen auf Stahlbeton.**

DK 691.32 : 620.178.153.4 (023)

Gaede, Prof. em. Dr.-Ing. Kurt, Hannover: **Kugelschlagprüfung von Beton mit dichtem Gefüge.** Einfluß des Prüfaltes (= Deutscher

Ausschuß für Stahlbeton, Heft 128). 18 S., Gr. DIN A 4, mit 12 Abb. und 27 Tafeln. Berlin: Verlag und Vertrieb W. Ernst & Sohn 1957. Geh. 6,— DM.

DK 674 : 691.11 : 389.6 (43)

DIN-Normen auf dem Holzgebiet. Herausgegeben vom Fachnormenausschuß Holz im Deutschen Normenausschuß (DNA). 24 S., Gr. DIN A 6. Ausgabe Juli 1956. Bezug durch Beuth-Vertrieb GmbH., Köln, Berlin W 15 und Frankfurt/M.

DK 674 : 691.11 : 389.6 (—87)

DIN-Auslandsnormen auf dem Holzgebiet (= photomech. Schreibmaschinenumdruck). Aufgestellt vom Fachnormenausschuß Holz im Deutschen Normenausschuß (DNA). Herausgegeben vom Deutschen Normenausschuß (DNA), März 1957. Bezug durch Beuth-Vertrieb GmbH., Köln, W 15 und Frankfurt/M.

Berichtigung

DK 016 : 32/35 : 624/628 : 69 : 71/72

Taschenbuch der internationalen Bauliteratur. Bearbeitet von Deutschen Bauzentrum e. V. Köln, Dokumentationsstelle für Bautechnik in Stuttgart. Herausgeg. v. d. Berliner Verleger- und Buchhändlervereinigung e. V., Berlin W 35. — In der Besprechung dieses Taschenbuches in „Bauingenieur“ 32 (1957) S. 366 beruht die Angabe, daß es an Fachinteressenten kostenlos abgegeben wird, auf einen Irrtum. Es ist nur käuflich zum Preise von 3,80 DM erhältlich.

Verschiedenes

DK 621.311.25 : 621.039 (414.2).

Berichtigung

zu dem kurzen Technischen Bericht Jaeger, „Projekt des G. E. C. - Simon Carves Atomic Energy Group für ein Kernreaktor-Großkraftwerk in Süd-Schottland“, Bauingenieur 31 (1957) S. 317: In der Unterschrift zu Abb. 2, S. 318, Ziffer 36 und im vierten Absatz, S. 319, vorletzte Zeile, muß es stat. Bohrstahlplatte richtig heißen **Borstahlplatte**.

Mitteilungen aus der Industrie

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichen Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

PlaMet-Ruberoid, DBP und DRP angem.

Mit der Entwicklung ihrer neuen PlaMet-Kunststoff-Dachbahn haben die **Ruberoidwerke AG** eine Synthese ihrer Erfahrungen in Fabrikations- und Verlegepraxis, den neuen stofflichen Möglichkeiten der Kunststoffe und der Forderungen der Bautechnik nach besserer Anpassung der Dachdeckungstoffe an moderne Bauform und neuzeitliches Bautempo durchgeführt, deren wesentlichste Merkmale folgende sind: Erhaltung des bewährten Mehrschichtaufbaus: Trägerschicht, organische Dichtungsschicht, anorganische Wetterschicht. Die verschiedenartigen Funktionen dieser Einzelschichten können nicht durch eine Einzelfolie erfüllt werden, wenn man nicht geringere Wetterfestigkeit, Dachhautatmung und Flächenbeständigkeit in Kauf nehmen will; Änderung der Schichtenfolge: die Trägerschicht ist unterseitig angeordnet. Sie besteht aus einem verrottungsfesten, unbrennbaren, in Wasser und Ölen nicht quellbaren, schrumpffesten und damit flächenbeständigen Glasfaservlies. Da diese anorganische Schicht sich an der einen unteren Seite der Dachbahn befindet, bleibt die organische Dichtungsschicht selbst dann unverletzt und wegen ihres Kunststoffcharakters formbeständig, wenn die Trägerschicht durch anomal große Bewegungen der Dachdecke bricht (reißt).

Die Zusammensetzung der organischen Dichtungsschicht aus Hart-PVC sowie nach Menge und Art abgestimmten bituminösen Weichmachern verleiht der PlaMet-Dachbahn die Eigenschaften, die den rein plastischen bituminösen Dachbahnen fehlen, nämlich Elastizität und Formbeständigkeit. Sie ist außerdem völlig widerstandsfähig gegen biologische Schädigungen, schwer brennbar und feuerhemmend.

Ihre Eigendehnung — ohne Glasvliesunterlage — liegt weit über 100%; ihre so erwünschte Wasserdampfdurchlässigkeit ist fünf- bis sechsmal so groß wie die einer Bitumenschicht gleicher Dicke.

Der Stärke und Haftung der mineralischen Wetterschicht, deren ausschlaggebende Bedeutung für Aussehen und Bestand der Dachdeckung bei neuartigen Dachdeckungstoffen der letzten Jahre meist völlig übersehen wurde, wird bei PlaMet-Ruberoid besondere Sorgfalt gewidmet. Der verwendete harte und abriebfeste, nach einem Spezialverfahren metallisierte oder licht- und wetterrecht gefärbte Gesteinssplitt wird bei dem durch den Kunststoffcharakter erforderlichen Gelatinierungs- und Härtingsprozeß der Dichtungsschicht mit „eingehärtet“ und so ungleich fester gebunden als bei der seither üblichen Abstreue.

Die PlaMet-Ruberoid-Dachbahnen werden vorläufig in den Farben kupfer, silber und blau geliefert. Die natürliche Patina der Kupferbahnen kann durch eine Nachbehandlung mit Kupfersalzen in wenigen Tagen erzielt werden.

Das Gewicht der Bahnen beträgt etwa 3,5 kg/m² und die Dicke 2 mm. Die Dehnungswerte liegen wegen der relativ starren Glas-

vlies-Trägerschicht bei 7—10 %, bei stärkerer Zugbeanspruchung reißt aber die Dichtungsschicht nicht gleichzeitig mit der Trägerschicht, sondern dehnt sich selbst weiter.

Reißfestigkeit, Wärme- und Kältebeständigkeit sind den Werter normaler Bitumendachpappen angepaßt, die Durchlässigkeit gegen Wasserdampf ist wesentlich erhöht worden und damit die Sicherheit gegen Wellen- und Blasenbildung.

Die Verarbeitung von PlaMet-Ruberoid wurde grundsätzlich der bisherigen Arbeitstechnik des Dachdeckerwerbes angepaßt. Als Klebemasse dient ein kunststoffmodifizierter Kaltkleber mit hoher Wärmebeständigkeit, der auch in der Kälte noch plastisch-elastisch bleibt. Als untere Lage für mehrlagige Neudeckungen wird eine feirbesandete, besonders gekennzeichnete Spezialunterlagsbahn empfohlen, deren Eigenschaften denen von PlaMet-Ruberoid angepaßt sind.

Neuartiger Kundendienst

Innerbetriebliche Flurförderung

Eine Verwendung batterie-elektrischer Flurfördermittel am falschen Orte oder auch in unrichtiger Auffassung vom Wesen der Rationalisierung kann die Rationalisierung des innerbetrieblichen Materialflusses sehr hemmend beeinflussen. Aber sie kann auch den tausendfach bewährten Elektroantrieb in Mißkredit bringen. Diese Tatsache hat die Fachabteilung „**Akkumulatoren und Primärbatterien**“ im **Zentralverband der Elektrotechnischen Industrie e. V.** veranlaßt, einen neuartigen Kundendienst ins Leben zu rufen, den „**Beratungsdienst Transportrationalisierung (BTR)**“.

Der BTR steht allen Firmen, Organisationen und Personen, die ihn um seinen fachlich fundierten Rat bitten, kostenlos und unverbindlich zur Verfügung.

Der in Wirtschaftskreisen bekannte und angesehene Experte aus dem Gebiet der Förderung, Herr Oberingenieur **Hellmut G. Albrecht**, hat die Leitung des BTR übernommen. Seine Anschrift lautet Frankfurt (Main), Neue Mainzer Straße 54, Telefon 2 69 18.

Murasit-Verzögerer

Beim **Murasit-Verzögerer** steht die Verzögerungswirkung in Vordergrund. Bei einer Dosierung von 0,5 % bezogen auf das Zementgewicht wird eine Verzögerung von 8 Stunden, bei 0,8 % von etwa 12 Stunden erreicht. Dieses Mittel besitzt darüber hinaus plastifizierende und wassereinsparende Eigenschaften. Für Beton aller Art, besonders für hochwertige Betone, ist der Zusatz des Verzögerers von Bedeutung, weil dadurch einwandfreie Anschlüsse unter Vermeidung von Arbeitsgängen erreicht werden. Außerdem erhält der Beton einwandfrei geschlossenes Gefüge und damit eine umfassende Wertverbesserung und höhere Lebensdauer.



**Über
50 Jahre**
Fama-Industrie-
Fußböden und
-Spezialbeläge

FAMA & FAMIN GmbH. HANNOVER

Tel. 7 84 81

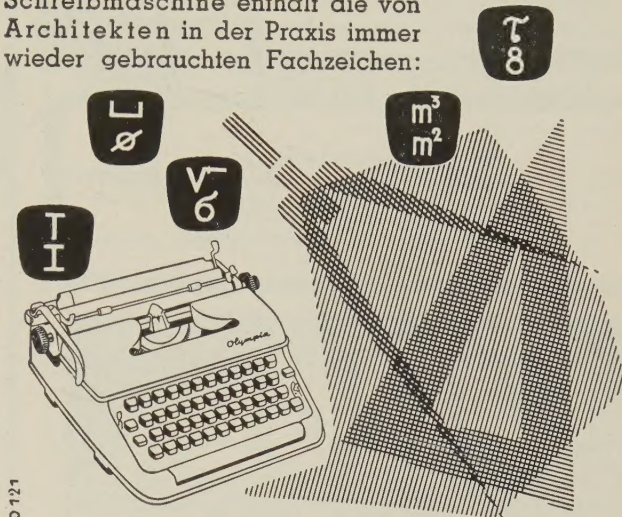
FS 092 21 41

Fama-Fußböden sind öl-, benzin-, benzolbeständig, feuersicher,
verschleißfest, staubfrei, nicht fußkalt, leicht zu reinigen

— Millionen von Quadratmetern verlegt —

Olympia vorteilhaft mit der Spezialtastatur für **Architekten**

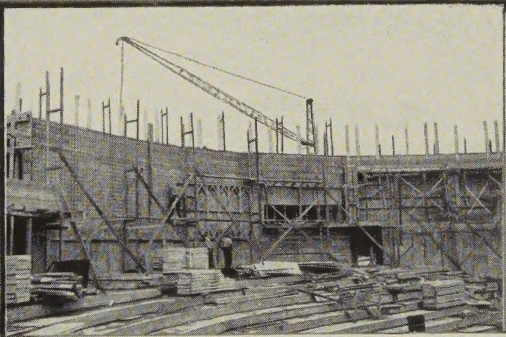
Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

**OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN**



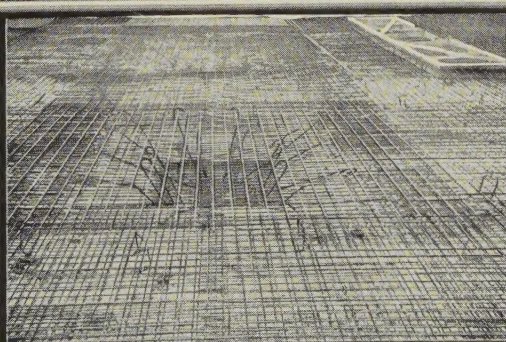
jetzt auch
geripptes
BAUSTAHLGEWEBE

BAUSTAHLGEWEBE IN **WÄNDEN · DECKEN · BÖDEN**

EINFACH · SCHNELL · SICHER · WIRTSCHAFTLICH
KEIN SCHNEIDEN · BIEGEN · KNÜPFEN

DRUCKSCHRIFTEN UNVERBINDLICH

BAUSTAHLGEWEBE G.M.B.H. DÜSSELDORF



Murasit WE
BETONVERFLÜSSIGER
ORGANA-BAUTENSCHUTZ GMBH, Bochum-Gerthe
GEBRÜDER MAYER Fabrik chem. Baustoffe, Eßlingen/N

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

ORGAN *Keine Korrosionsgefahr*
STAHLBETON-FROSTSCHUTZMITTEL D.B.P.
HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

STELLENANGEBOTE

An der Ingenieurschule für Bauwesen in Siegen i. W. wird
zum 1. 4. 1958 ein

Dozent

mit der Fachrichtung „konstruktiver Ingenieurbau“ (Stein-,
Holz- und Betonbau, Stahlbau, Brückenbau, Vermessungs-
wesen) eingestellt werden.

Voraussetzungen: Mindestens fünfjährige praktische Tätig-
keit nach Ablegung der Diplom-Hauptprüfung. Alter nicht
über 45 Jahre. Die Einstellung erfolgt als Baurat im tech-
nischen Schuldienst unter Berufung in das Beamtenverhältnis
auf Probe. Die Anstellung auf Lebenszeit richtet sich nach
den Bestimmungen des Landesbeamtengesetzes. Besoldung
nach A 14 des Besoldungsgesetzes Nordrhein-Westfalen
(früher A 202): Ortsklasse A. Reisekosten, Trennungsschä-
digung und Umzugskosten werden nach staatlichen Grund-
sätzen gewährt.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Führungszeugnis und
beglaubigten Zeugnisabschriften sind bis zum 5. 11. 1957 an die

Kreisverwaltung in Siegen, Koblenzer Str. 73,

zu richten.

STELLENGESUCHE

Tiefbau-Ingenieur

(HTL — Köln)

Unternehmer-Sohn, sucht Stellung in mittlerem oder großem
Unternehmen des Ingenieur- bzw. Tiefbaues.

Bevorzugte Arbeitsgebiete Kalkulation und Bauleitung.

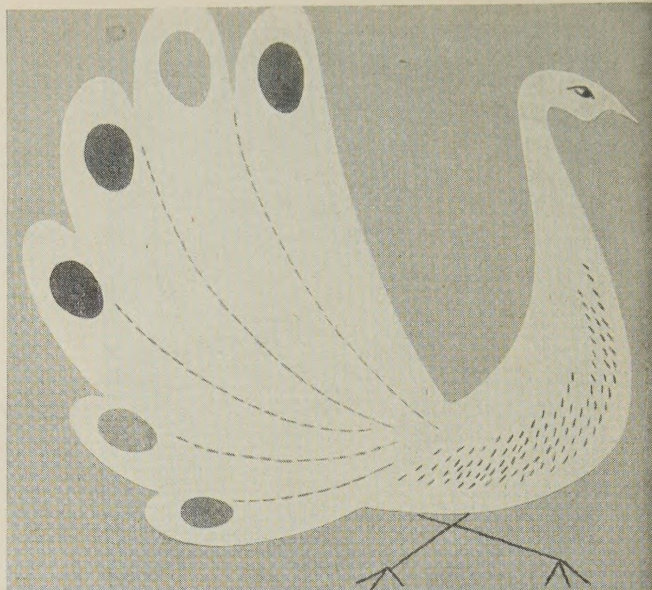
Angebote unter „Der Bauingenieur“ 483 an den Springer-Verlag,
Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Raum Frankfurt—Kaiserslautern—Saarbrücken.

Bauingenieur, 24 Jahre, ledig

2jährige Praxis in einem Großstadt-Prüfingenieurbüro für Statik,
in ungekündigter Stellung, wünscht sich zu verändern.

Angebote unter „Der Bauingenieur“ 479 an den Springer-Verlag,
Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.



Technische Zeichnungen „farbig betont“!

Durch die Betonung lenkt der Redner die Zuhörer
auf das Wesentliche seines Vortrages, und wer
seine Gedanken schriftlich weitergibt, unter-
streicht das Wichtige. Auch in der „Sprache
des Technikers“, in der technischen Zeichnung,
ist es oft notwendig, Wichtiges und Wesentliches
hervorzuheben und entscheidende Unterschiede
schnell erkennen zu lassen. Das geschah bisher
meist nur durch unterschiedliche Stricharten; neuer-
dings aber, und zwar viel wirksamer, benutzt
man dazu auch die Signalkraft der Farbe.

Diese moderne Arbeitsweise wurde in ihrer jetzi-
gen Vollendung erst möglich durch die Entwick-
lung eines neuartigen Farb-Zeichenstiftes, des
MARS-Lumochrom.

Er brachte einen echten Fortschritt auf dem Ge-
biet des technischen Zeichnens. Mit seinen harten
und bruchfesten Kunststoff-Minen erzielt man
farbige Linien von bisher nicht gekannter Schärfe,
Geschlossenheit und Gleichmäßigkeit. Der MARS-
Lumochrom ist der einzige wasserfeste und in
allen 24 Farben hervorragend lichtpausfähige
Dünnkernfarbstift. Seine Abstriche sind lichteht,
wasserfest, dabei aber leicht radierbar.

Die „farbige Betonung“ in technischen Zeich-
nungen wird sich nach Ansicht erfahrener Prakti-
ker schnell durchsetzen, weil sie Vorteile bringt;
Vorteile, von denen Sie sich überzeugen sollten.
MARS-Lumochrom-Stifte und -Minen sind im
Fachgeschäft zu haben. Proben stellen wir Ihnen
gern zur Verfügung, wenn Sie uns schreiben und
sich auf diese Anzeige beziehen.

J.S. STAEDTLER
MARS-Bleistift- und Füllhalterfabrik, Nürnberg.

CERESIT



SPERRMÖRTEL

SPERRBETON

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH UNNA i. WESTF. • GEGEN FEUCHTIGKEIT UND WASSERSCHADEN IN BAUWERKEN ALLER ART

Wer von

QUALITÄTSBETON

spricht, denkt an:

PLASTIMENT

G M B H

KARLSRUHE

POSTF. 200 TEL. 26823



Trass im Beton

erhöht: Verarbeitbarkeit, Festigkeit, Dichtigkeit, Widerstandsfähigkeit gegen aggressive Gase und Wasser

vermindert: Wasserzusatz, Schwindung, Abbinde-wärme, Bindemittelkosten.

Trasswerke MEURIN Betr.-GmbH.
ANDERNACH / RHEIN

Trass — Bimsbaustoffe — Schaumlava

Baumaschinen und Baueinrichtungen

Von Professor Dr.-Ing. habil. **O. Walch**, ehem. Unesco Expert at The Indian Institute of Technology, Kharagpur/Indien

Zweiter Band: **Baueinrichtungen**

Mit 160 Abbildungen. VIII, 314 Seiten Gr.-8°. 1957. Ganzleinen DM 40,50

Inhaltsübersicht: Einleitung. **Ausschreibung und Vertrag.** — **Organisation der Baufirmen und der Bauleitung.** Zentrale und Niederlassungen der Baufirmen. Baustellenorganisation des Unternehmers. Bauleitung des Bauherrn. Arbeitsgemeinschaften. — **Entwurf der Baueinrichtung.** Allgemeine Bemerkungen. Vorbereitungsarbeiten. Zugangswege zu einer Baustelle. Planmäßiger Entwurf der Baueinrichtung. Entwurf der allgemeinen Baueinrichtung. Bauzeit, Baustadien und Bauprogramm. Kostenberechnung. — **Die Bauausführung.** Die Vergabe der Arbeiten. Der Kauf neuer Geräte und die dabei zu berücksichtigenden Gesichtspunkte. Der Versand und der Einsatz der Geräte. Der Aufbau der Geräte und der übrigen Einrichtung. Geräteunterhaltung. Überwachung und Kontrolle der Arbeiten an der Baustelle. Berichtswesen. Nachkalkulation. Aufmaß und Abrechnung. Abbruch der Baueinrichtung und Abtransport der Geräte. — **Allgemeines.** Wohlfahrt und Sicherheit. Ausbildung von Personal. — **Beispiele von modernen Baueinrichtungen.** Erd- und Felsarbeiten. Betonarbeiten. — **Literaturverzeichnis.** Orts- und Sachverzeichnis.

Der planmäßige Einsatz der im ersten Band bereits gezeigten Baumaschinen wird in diesem Band behandelt. Zur Durchführung von Bauarbeiten nach modernen Gesichtspunkten genügt aber nicht der Einsatz von Maschinen, es müssen auch Bauprogramme, die Einteilung in einzelne Bauabschnitte und viele andere Fragen eingehend studiert werden. Je stärker die Mechanisierung durchgeführt wird, desto sorgfältiger muß die Planung der gesamten Arbeiten vorbereitet werden; denn ein Maschinenbetrieb ist gegen Störungen irgendwelcher Art viel empfindlicher als ein Handbetrieb. Die Mechanisierung und die Durchführung von Arbeiten im Baubetrieb ist viel schwieriger als auf anderen Gebieten, wie Maschinenbau usw. Die örtlichen Verhältnisse, die an jeder Baustelle verschieden sind, und viele andere Umstände spielen hier eine oft ausschlaggebende Rolle. Trotzdem aber lassen sich gewisse Gesichtspunkte und allgemein gültige Richtlinien für eine Mechanisierung aufstellen, und die großen Bauausführungen der letzten Jahre haben deutlich gezeigt, daß in Deutschland und im Ausland ähnliche Wege mit gutem Erfolg eingeschlagen wurden. Alle theoretischen Untersuchungen über eine Mechanisierung im Bauwesen müssen ergänzt werden durch ein Studium ausgeführter Baueinrichtungen. Es ist lehrreich zu sehen, wie unter den verschiedenartigen Verhältnissen an Baustellen die Baueinrichtungen den besonderen Bedingungen jeweils angepaßt worden sind. Aus diesem Grund sind in diesem Band zahlreiche Beispiele von Baueinrichtungen gezeigt, die außerdem einen Überblick über die allmähliche Entwicklung und die Fortschritte der Mechanisierung geben.

Vorher erschienen:

Erster Band: **Baumaschinen.** Mit 291 Abbildungen. X, 302 Seiten Gr.-8°. 1956. Ganzleinen DM 37,50

In Vorbereitung befindet sich: Dritter Band: **Praktische Beispiele.**

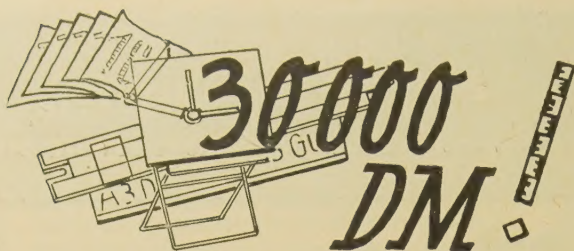
SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE DATTELN
Ruf: 21 87

Bauen bei jeder Kälte mit

FRIGIDOL

FROSTSCHUTZMITTEL



30 000 DM Preise sind zu gewinnen

Machen Sie mit im großen NESTLER - Preisausschreiben 1957!

Wo immer gerechnet, gezeichnet oder vermessen wird, da steht der Name NESTLER seit dem Jahre 1878 für Fortschritt und Präzision.

In 65 Ländern der Welt lösen NESTLER - Rechenschieber in Sekundenschnelle auch die schwierigsten Aufgaben - sparen NESTLER - Zeichenanlagen und - Geräte kostbaren Raum und Zeit

helfen NESTLER - Zeichen- und - Schriftschablonen rasch und sauber zeichnen und beschriften. Und -

wo man exakt vermessen will, schätzt man NESTLER - Vermessungsgeräte ob ihrer Genauigkeit und Stabilität.

Um nun ihren Freunden und denen, die es noch werden wollen, Gelegenheit zu geben, die vielseitigen Vorteile und Möglichkeiten der NESTLER - Erzeugnisse kennen zu lernen, laden die NESTLER - Werke auch Sie zur Teilnahme am großen NESTLER - Preisausschreiben 1957 ein.

30 000 DM in bar und Sachpreisen sind ausgesetzt

Teilnahmeberechtigt ist jeder Berufstätige sowie Studenten und Schüler, die zur Zeit der Teilnahme im Deutschen Bundesgebiet wohnhaft sind. Von der Teilnahme ausgeschlossen sind sämtliche Gefolgschaftsmitglieder sowie Mitarbeiter der NESTLER - Werke.

Die Preise werden an die Teilnehmer, die die 4 Preisfragen richtig beantwortet haben, unter notarieller Aufsicht verlost. Sie erhalten den Teilnahmeprospekt mit den Preisfragen sowie den Teilnahmebedingungen in guten Fachgeschäften oder gegen Einsendung des untenstehenden Anforderungsscheins.

Letzter Termin

für die Einsendung der Lösungen ist der 30. November 1957
Nutzen Sie die Chance, einen der vielen schönen Preise zu gewinnen.

Fordern Sie den Teilnahme - Prospekt jetzt gleich an!

NESTLER

Anforderungs - Schein

zur Teilnahme am großen NESTLER - Preisausschreiben 1957
Ich möchte gerne einen der vielen schönen Preise gewinnen. Schicken Sie mir bitte unverbindlich und kostenlos den Teilnahme-Prospekt mit den Preisfragen und Bedingungen.

Name :

Beruf :

Ort und Straße :

Gut leserlich ausfüllen, ausschneiden und in Umschlag oder auf Postkarte einsenden an

**Albert NESTLER-Verkaufsgesellschaft Abt. P 9
LAHR/Baden**

Wenn ausschneiden nicht erwünscht, Teilnahmeprospekt auf Postkarte anfordern.

Praktische Mathematik für Ingenieure und Physiker

Von Dr.-Ing. R. Zurmühl, Darmstadt. Zweite verbesserte Auflage. Mit 125 Abbildungen. XII, 524 Seiten
Gr.-8°. 1957. Ganzleinen DM 28,50

Inhaltsübersicht: **I. Einführung, Hilfsmittel.** — **II. Gleichungen.** Allgemeine Gleichungen mit einer Unbekannten. Algebraische Gleichungen, Gleichungen dritten und vierten Grades. Algebraische Gleichungen höheren Grades: Verfahren von Graeffe, Stabilitätskriterien. — **III. Lineare Gleichungen und Matrizen.** Der Gaußsche Algorithmus. Matrizen. Die Kehrmatrix. Das Eigenwertproblem. Iterative Behandlung linearer Gleichungssysteme. Iterative Behandlung des Eigenwertproblems. — **IV. Interpolation und Integration.** Allgemeine Interpolationsformeln. Spezielle Interpolationsformeln. Numerische Integration. Graphische Integration. — **V. Ausgleichsrechnung und Statistik.** Direkte Beobachtung einer Meßgröße. Ausgleich vermittelnder Beobachtungen. Bedingte Beobachtungen. Prüfverfahren der Statistik. — **VI. Darstellung willkürlicher Funktionen.** Harmonische Analyse. Ausgleichsparabeln. Annäherung willkürlicher Funktionen. — **VII. Differentialgleichungen. Anfangswertaufgaben.** Grundgedanken. Zeichnerische Verfahren. Das Runge-Kutta-Verfahren. Differenzenschemaverfahren (Interpolation). — **VIII. Differentialgleichungen: Rand- und Eigenwertaufgaben.** Einführung. Differenzen- und Quadratverfahren. Funktionenansatz. Das Ritzsche Verfahren. Verfahren der schrittweisen Näherung. — **Sachverzeichnis.**

Das Buch, gedacht als Ergänzung und Fortführung der mathematischen Grundvorlesung, möchte den jungen Hochschulingenieur zur Beschäftigung mit den für die zahlenmäßige Behandlung von Ingenieuraufgaben aller Art grundlegend wichtigen numerischen Methoden der praktischen Mathematik anregen. In diese Methoden, ihre Theorie und ihre praktische Handhabung, führt das Buch in einer auch für den Ingenieur verständlichen Darstellung ein, wobei gleicher Wert auf klare Entwicklung der theoretischen Grundgedanken wie auf Einzelheiten der Zahlenrechnung gelegt wird. — Hauptgegenstände sind: Auflösung allgemeiner und algebraischer Gleichungen, Stabilitätskriterien, Behandlung linearer Gleichungssysteme und allgemeiner Matrizenaufgaben, insbesondere des Eigenwertproblems, Interpolation, numerische und graphische Integration, Fehler- und Ausgleichsrechnung, Prüfverfahren der Statistik, harmonische Analyse, Ausgleichsparabeln und Annäherung willkürlicher Funktionen, Behandlung gewöhnlicher Differentialgleichungen nebst deren Rand- und Eigenwertaufgaben. — Für jeden Aufgabenkreis werden die wichtigsten und praktisch bewährten Methoden unter Berücksichtigung auch der modernen Entwicklung ausführlich dargestellt und an Zahlenbeispielen erläutert.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG